

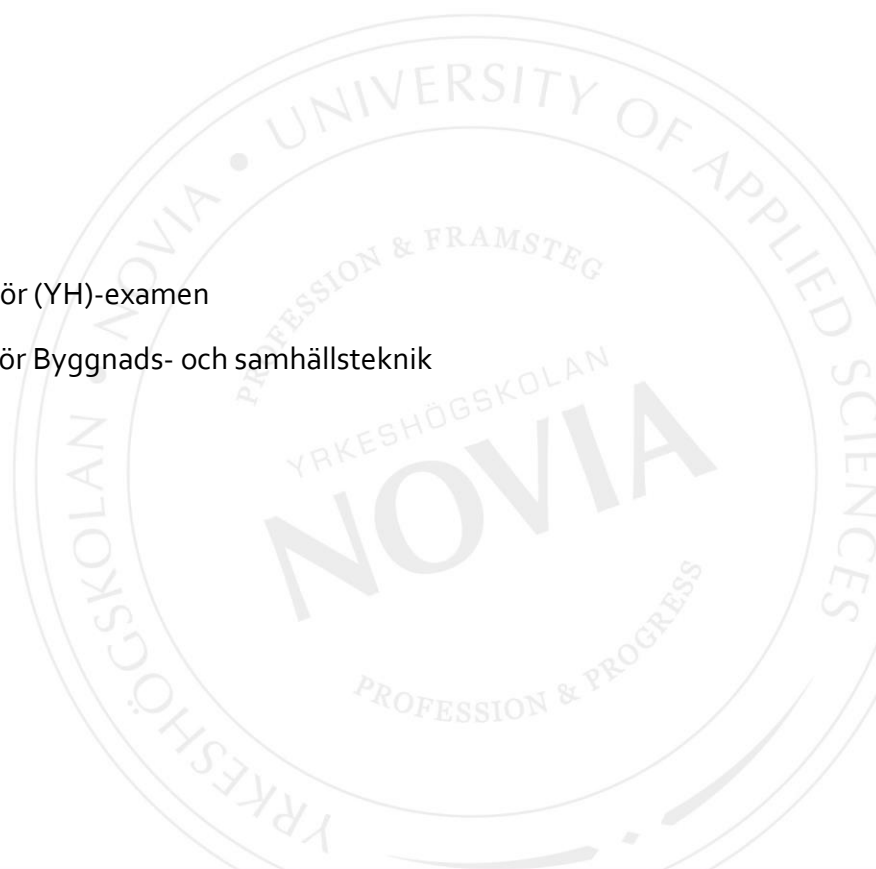
Användning av PCs®-konsol vid förebyggande av fortskridande ras

Viktor Heerman

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningsprogrammet för Byggnads- och samhällsteknik

Raseborg 2018



EXAMENSARBETE

Författare: Viktor Heerman

Utbildning och ort: Byggnads- och samhällsteknik, Raseborg

Inriktningsalternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion

Handledare: Håkan Bjurström Yrkeshögskolan Novia, Torbjörn Brusas, Ramboll Finland och Aki Vuolio, Ramboll Finland och Harri Onikki, Peikko.

Titel: Användning av PCs® -konsol vid förebyggande av fortskridande ras

Datum 15.4.2018 Sidantal 67

Bilagor

Abstrakt

Detta examensarbete är gjort med samarbetsparterna Ramboll Finland och Peikko.

En stor del av arbete går ut på att öppna upp vad fortskridande ras betyder samt hurdana metoder som används för att kunna förebygga det. Fortskridande ras betyder att en del eller hela byggnaden börjar rasa. Examensarbetet behandlar även normer och bestämmelser i Finland och Sverige vad gäller fortskridande ras och pelar-balk anslutningen. I arbetet finns det b.l.a. en jämförelse mellan Finlands och Sveriges bestämmelser vad gäller fortskridande ras.

Peikkos PCs® -konsol är också en viktig del av detta examensarbete. PCs®-konsolen är gjord av stål, som kan bl.a. monteras på pelare eller väggar. Jag ger b.l.a. några typlösningar på den, som fungerar i de länder som har undersökts. Några typlösningar har extra armeringsstänger insatta. I en annan lösning har jag ändrat på PCs®- konsolens utformning för att kunna förbättra den. PCs®- konsolen fungerar med DELTABEAM® samt även med andra stål/ betong balkar. Detta arbete fokuserar dock enbart på DELTABEAM®. Då en del av arbetet handlar om samverkansbalkar, har jag valt att skriva ett kort stycke om samverkanskonstruktioner, så läsaren kan bilda sig en uppfattning om detta område.

Finlands byggbestämmelsesamling, Eurokoder och Sveriges motsvarigheter samt diskussion med erfarna ingenjörer, är redskap som detta arbete är gjort med.

Språk: Svenska

Nyckelord: Fortskridande ras, PCs®-konsol, dragband, pelar-balk anslutning, DELTABEAM®

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Viktor Heerman

Koulutus ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Raasepori

Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot: Rakennesuunnittelu

Ohjaajat: Håkan Bjurström Yrkeshögskolan Novia, Torbjörn Brusas, Ramboll Finland, Aki Vuolio, Ramboll Finland ja Harri Onikki, Peikko.

Nimike: Peikon PCs®-konsolin käyttäminen jatkuvan sortuman ehkäisemiseksi

Päivämäärä 15.4.2018 Sivumäärä 67

Liitteet

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö on tehty yhteistyössä Ramboll Finlandin ja Peikon kanssa.

Iso osa työstä käsittelee mitä jatkuva sortuma tarkoittaa ja minkälaiset menetelmät ovat olemassa sen ehkäisemiseksi. Jatkuva sortumaa tarkoittaa sitä että osa tai koko rakennus alkaa sortua. Opinnäytetyö käsittää myös normeja ja määräyksiä jatkuvasta sortumasta ja pilari-palkki liitoksesta Suomessa ja Ruotsissa. Työssä on lisäksi vertailtu Suomen ja Ruotsin määräyksiä jatkuvasta sortumasta.

Peikon PCs®-konsolilla on myös tärkeä osa tässä opinnäytetyössä. PCs®-konsoli on tehty teräksestä, ja sitä voidaan asentaa pilariin tai seiniin. Annan muun muassa pari tyyppiratkaisua jotka toimivat tutkituissa maissa. Muutamissa tyyppiratkaisuissa on lisätty ylimääräiset lisäteräket. Toisessa ratkaisussa olen muuttanut PCs®-konsolin muotoilua jotta sitä voisi parantaa. PCs®-konsoli toimii myös DELTABEAM® kanssa ja myös muiden teräs/betoni palkkien kanssa. Tämä opinnäytetyö keskittyy ainoastaan palkin pilariliitokseen. Kun osa tätä työtä käsittelee liittopalkkia olen kirjoittanut lyhyen osan siitä. Näin olleen lukija saa käsityksen myös tästä alasta.

Suomen rakentamismääräyskokoelma, Eurokoodit ja Ruotsin vastineet sekä keskustelu kokeneiden insinöörien kanssa ovat lähteet, joiden avulla tämä opinnäytetyö on tehty.

Kieli: Ruotsi

Avainsanat: Jatkuva sortumaa, PCs®-konsoli, siteet, pilari-palkki liitos, DELTABEAM®

BACHELOR'S THESIS

Author: Viktor Heerman

Degree Programme: Construction Engineering, Raseborg

Specialization: Structural Engineering

Supervisors: Håkan Bjurström, Novia University of Applied Sciences, Torbjörn Brusas, Ramboll Finland, Aki Vuolio, Ramboll Finland, and Harri Onikki, Peikko.

Title: Using Peikko PCs®-corbel to prevent progressive collapse

Date 15.4.2018 Number of pages 67

Appendices

Abstract

This thesis is written in cooperation with two partners, Ramboll Finland and Peikko.

A big part of this thesis is about what progressive collapse means and what kind of methods are used to prevent it. Progressive collapse means that a part of, or the whole building starts to collapse. The thesis also involves standards and regulations in Finland and Sweden about progressive collapse and column- beam connections. In this Thesis there is also a comparison between Finland's and Sweden's regulations about progressive collapse.

Peikko PCs®-corbel is very important in this thesis. PCs®-corbel is made from steel, and can be for example installed on columns or walls. I am giving some type solutions, that work in the countries that have been examined. Some type solutions have got extra reinforcement bars, and in another solution, I have changed the shape of the corbel to improve its ability. The PCs®-corbel works both with DELTABEAM® and other steel/ concrete beams. In this Thesis I have chosen to focus on only DELTABEAM®. When a portion of this thesis is about composite beams, I have chosen to write a short section about composite structures so that the reader could have an idea of that sector too.

The National Building Code of Finland, Eurocodes and the Swedish equivalents as well as discussions with experienced engineers are the tools that have been used in this thesis.

Language: Swedish Key words: Progressive collapse, PCs®-corbel, ties, column-beam connection, DELTABEAM®

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
2	Allmänt om planering.....	2
3	Fortskridande ras i Finland.....	3
3.1	Vad är fortskridande ras.....	3
3.2	Olyckan i Laukas.....	8
3.3	Risikanalys.....	8
3.4	Konsekvensklasser.....	10
4	Dragband och olyckslaster i olika konsekvensklasser.....	13
4.1	Pelare-vägg anslutning till mellanbjälklag.....	15
4.2	Dimensionering av dragband ur eurokoden EN 1991-1-7.....	17
4.3	Dimensionering av dragband ur eurokoden EN 1992.....	18
5	Peikko Finland Oy.....	20
5.1	PCs®-konsol.....	20
5.2	PCs®- konsolens funktion.....	23
6	PCs®- konsolens dimensionering.....	24
7	DELTABEAM®.....	28
8	DELTABEAM® dimensionering.....	31
9	Samverkanskonstruktioner.....	34
10	Fortskridande ras i Sverige.....	37
10.1	Konsekvensklasser i Sverige.....	38
10.2	SS-EN 1992-1-1:2005(Sv).....	41
11	Jämförelse mellan Finlands och Sveriges bestämmelser i konsekvensklass CC2 45	
12	Förbättringsförslag för PCs®-konsolen.....	47
13	Besök i Peikkos fabrik.....	59
14	Slutsats.....	63
15	Kritisk granskning.....	64
16	Källförteckning.....	65
	Finlands författningssamling.....	66
	Sveriges författningssamling.....	66

1 Inledning

Detta slutarbete görs med samarbetsparterna Ramboll Finland och Peikko Group. Peikko har upptäckt ett behov av att få en typdetalj för anslutningar som fungerar i situationer då fortskridande ras kan förekomma. En stor del av arbetet går ut på att öppna upp vad fortskridande ras betyder i Finland och även i Sverige samt hur man kan förebygga det. Arbetet behandlar även normer och bestämmelser i de undersökta länderna. Arbetet definierar även begränsningar på anslutningen vid DELTABEAM®-PCs®-konsolen samt förbättringsförslag på PCs®-konsolen, för att den skall kunna uppfylla krav och bestämmelser i de länder som granskats.

2 Allmänt om planering

En byggnad skall planeras så att den fungerar både ekonomiskt och tillförlitligt under hela byggnadens livscykel. Byggnaden skall projekteras så att den konstruktionsmässigt kan stå emot oväntade krafter från olika faktorer. En tillräcklig hållbarhet och användbarhet är saker som bör tänkas på i början av planeringsskedet. Vid brandtillfälle skall inte hela byggnaden kunna börja brinna, utan stommen skall vara dimensionerad så att den klarar belastningen från övriga byggnadsdelar för en viss tid.

”En byggnad ska projekteras och uppföras så att belastningen på byggnaden under byggtiden och vid användning inte orsakar ras eller formförändringar som skadar hållfastheten eller stabiliteten. Belastningarna får inte heller skada andra delar i byggnaden eller byggnadens installationer eller fasta utrustning. Dessutom ska en byggnad projekteras och uppföras så att en skada på konstruktionerna till följd av en yttre orsak inte är oproportionellt stor i förhållande till den händelse som orsakat skadan.” (Finlex (5.2.1999/132). 117 a §.)

3 Fortskridande ras i Finland

I olycksutredningar där det har undersökts byggnaders bärande stomme, har det kommit fram att konstruktioners ras skulle ha kunnat förebyggas om skadetåligheten och fortskridande ras skulle ha beaktats i planeringsprocessen.

Mellan åren 1975 och 2005 har det uppdagats ca 40-50st olika takras och fel i konstruktioner som gjort att de rasat. De snörika vintrarna år 2006 och 2010 ökade andelen ras. Enligt olycksutredningscentralen har rasen till största delen utgjorts av hallar byggda av trä eller stål. Majoriteten av rasen som berörde stålkonstruktioner har varit så kallade ”typhallar” byggda mellan år 1970–1990. I olycksutredningarna har det kommit fram att konstruktionerna har systematiska planeringsfel. Olycksutredningscentralen har rekommenderat att hallar som finns kvar än idag skall granskas samt att det skall vidtas vissa åtgärder så att inte liknande olyckor skulle ske i framtiden.

Farliga situationer som uppstår genom fortskridande ras är ofta beroende på materialens egenskaper. Som exempel, så håller oarmerad betong inte drag. Trä håller bara längsgående krafter och stål har också nackdelar. Utformningen av standardbalkar kan göra att balken har klen skjuvkraftskapacitet.

3.1 Vad är fortskridande ras

Konstruktioner skall planeras så att skadorna vid olyckstillfällen inte blir så omfattande, utan de hålls begränsade till ett visst område och inget fortskridande ras kan ske. Detta uppnås genom konstruktioners skadetålighet vid olyckstillfällen. Skadetålighet i traditionellt byggande kan beskrivas som konstruktioners hållbarhet, stabilitet och seghet. Ordet skadetålighet är också definierat i Eurokoden SFS-EN 1991-1-7. ”Byggnadens förmåga att motstå sådana händelser såsom eldsvåda, explosioner, kollisioner eller mänskliga fel utan att skadas oproportionerligt mycket.” (SFS-EN 1991-1-7, s.20) För att en eldsvåda skall kunna förorsaka ett ras utan att någon konstruktionsdel tappar sin bärförmåga, är branden exceptionellt sträng. Allvarliga skador av explosioner kan förebyggas genom att övertrycket från explosionen förs ut från konstruktionen, utan att förstöra bärande delar. Speciellt vid gasexplosioner kan lätta fasadelements fastsättning göras så att trycket pressas ut genom

dem. Hållfastheten vid anslutningarna till bärande element skall i detta fall vara större än de lätta fasadelementens hållfasthet.

Olyckssituationerna kan delas in i två klasser.

- **Förutsägbara** är t.ex. extremt svår eldsvåda, explosioner, kollisioner, eller jordbävningar (i seismiskt aktiva områden).
- **Oförutsägbara** är sådana som inte vid planeringsskedet beaktas eftersom risken är så förvinnande liten. Det kan vara en oförutsägbar intern eller extern händelse t.ex. någon byggnadsdel som helt tappar bärförmåga, någonting som lossnar p.g.a. mänskligt fel eller att grundsulan sätter sig. Andra orsaker kan vara stommens rörelser p.g.a. osymmetrisk-värme och fuktbelastning, oförutsägbara kollisioner och explosioner där intensiteten och belastningen inte är känd.

Förutsägbara olyckssituationer har en egen standard där det finns färdiga olyckslaster som skall följas i planeringsskedet. Dessa hittas bl.a. i Eurokod 1991-1-7. Det har vidtagits åtgärder för att förbättra oförutsägbara olyckssituationer genom förbättrad planering och mindre materialfel. Med en bra kvalitetssäkring genom hela byggprocessen undviks fel som kan uppstå.

I RIL 201-4-2017 boken beskrivs fortskridande ras enligt följande: Med fortskridande ras avses en situation då en mindre del av byggnaden har börjat rasa som sedan kan sprida sig över en stor del av byggnaden som resulterar i att hela byggnadens hållbarhet och stabilitet försvagas. Beroende på vilka material som använts och hur konstruktionen är uppbyggd kan raset framskrida väldigt snabbt eller så tar det en längre tid. För att kunna undvika detta scenario skall planeraren se till att byggnaden har en tillräcklig bra skadetålighet.

RIL eller Suomen Rakennusinsinöörien Liitto som det också heter är en samling böcker skrivna av finländska byggnadsingenjörer. RIL föreningens mål är att förbättra medlemmarnas yrkeskunskap, fortsatt utveckling av välmående och att bygga samt upprätthålla en hållbar livsmiljö.

Ifall konstruktionen har brister finns det en möjlighet att en lokal skada kan ske med mindre laster än vad byggnaden är dimensionerad för. Då en byggnadsdel i ett olyckstillfälle tappar sin bärförmåga, resulterar det i att lasterna söker sig till andra delar av byggnaden där de kan

göra skada. En del av lasterna från bärande konstruktioner kan flyttas till konstruktioner vars kapacitet inte räcker till eller är från förut hårt belastade och det kan vara en riskabel situation. Som följd kan det ske ett ras.

I vissa skadetillfällen har en lokal skada skett genom underdimensionering med en mindre last än i brottgränstillstånd. Skadan har inte märkts eller lett till något ras. I ett senare skede har konstruktionen utsatts för en större belastning (t.ex. snölast) och p.g.a. detta har lasterna fördelat sig vidare i konstruktionen på ett nytt sätt och det har lett till att byggnaden har rasat. Raset har skett under en väldigt lång tid, sedan den ursprungliga skadan skedde. Dimensioneringen på alla byggnadsdelar görs relativt lika starka så att användningsgraden på den gällande lasten är nästan 100%. Skadetåligheten förbättras om byggnadsdelen eller anslutningen inte automatiskt för vidare belastningen.

Konstruktioner eller byggnadsdelar vars statiska modell är simpel kan skadas lokalt. Fortskridande raset beror då helt enkelt hur delarna är stödda eller hur delarna är fastsatta till övriga delar. Som exempel kan en balk som fungerar som en enkel led orsaka ett ras om balkens ända faller bort från stödet.

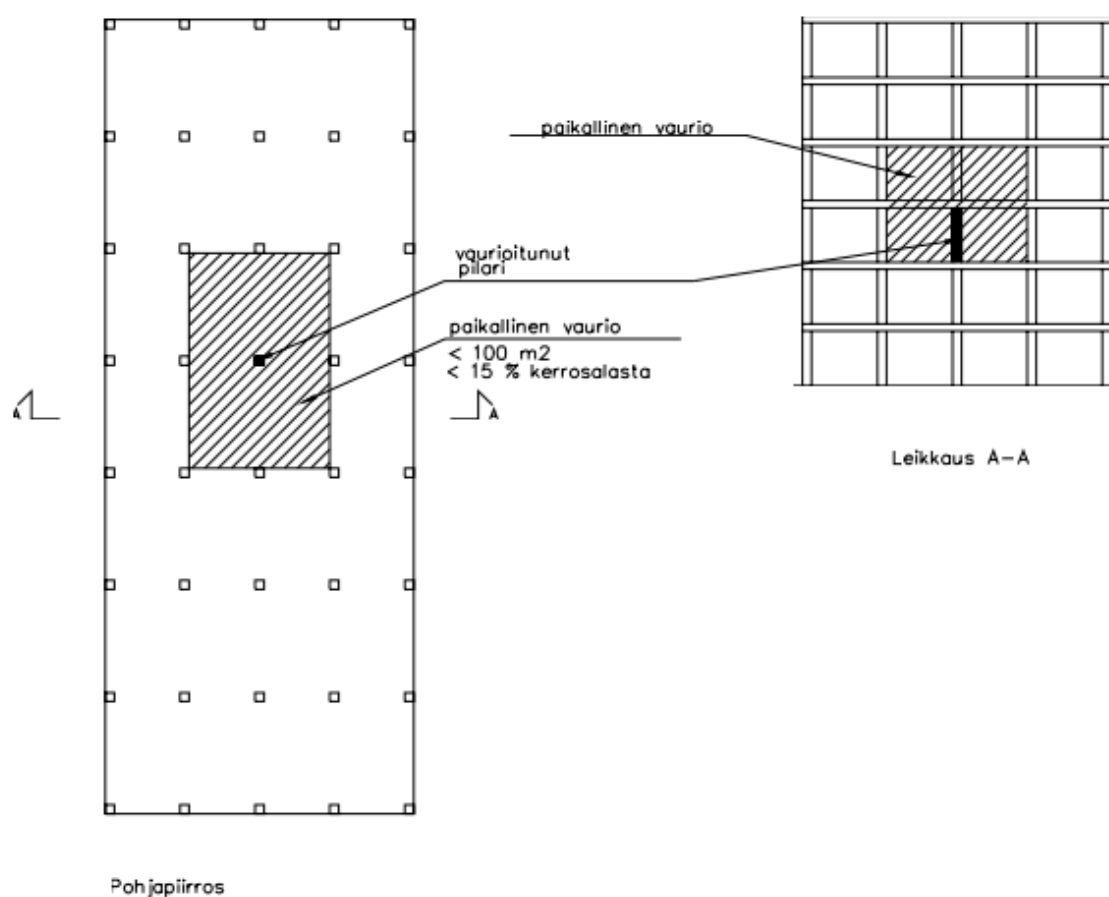
Konstruktioner som är statiskt obestämda är svårare att planera mot förebyggande av fortskridande ras. Statiskt obestämda konstruktioner är i sig redan konstruerade att förhindra fortskridande ras. Som exempel är en skada på ett fackverk inte så kritiskt men följderna på andra konstruktionsdelar kan medverka till ett ras.

En lokal skada kan uppstå på vilken som helst konstruktionsdel som är utsatt för belastning. Den absolut värsta lokala skadan som kan ske är om någon av de vertikala konstruktionerna (vägg, pelare, förstyvande del) tar skada. Händer det dessutom plötsligt utan någon förvarning är det kritiskt. Om något som detta sker måste gravitationslasterna (egenvikt, nyttolast) föras vidare kontrollerat, om inte, så kan ett oförutsägbart ras ske. En lokal skada kan även ske genom att en byggnadsdel faller ner och orsakar en belastning på den underliggande konstruktionen, vilket gör att även den börjar rasa.

Om en bärande vertikal konstruktionsdel tas bort och det lokala skadeområdet blir större än det acceptabla området skall delen enligt Betoninormikortti 23 planeras i en central roll. Byggnadsdelar som planeras i central roll, skall klara av en belastning från olyckssituationer samt en olyckslast på minst $A_d = 50kN$. A_d placeras enligt hälften av den fria höjden på en våning. Lasten delas ut på väggen till en linjelast som är 3 meter bred $q_{Ad} = 16,7 kN/m$.

Olyckslasten $A_d = 50kN$ används till olyckssituationer som förorsakas av obestämda orsaker.

I en byggnad med flera våningar får en lokal skada högst uppnå 15% av hela våningens golvyta, på en våning. Skadan får ej heller vara större än $100m^2$, skadan får ske i högst två våningar ovanför varandra som figur 1 nedan visar.

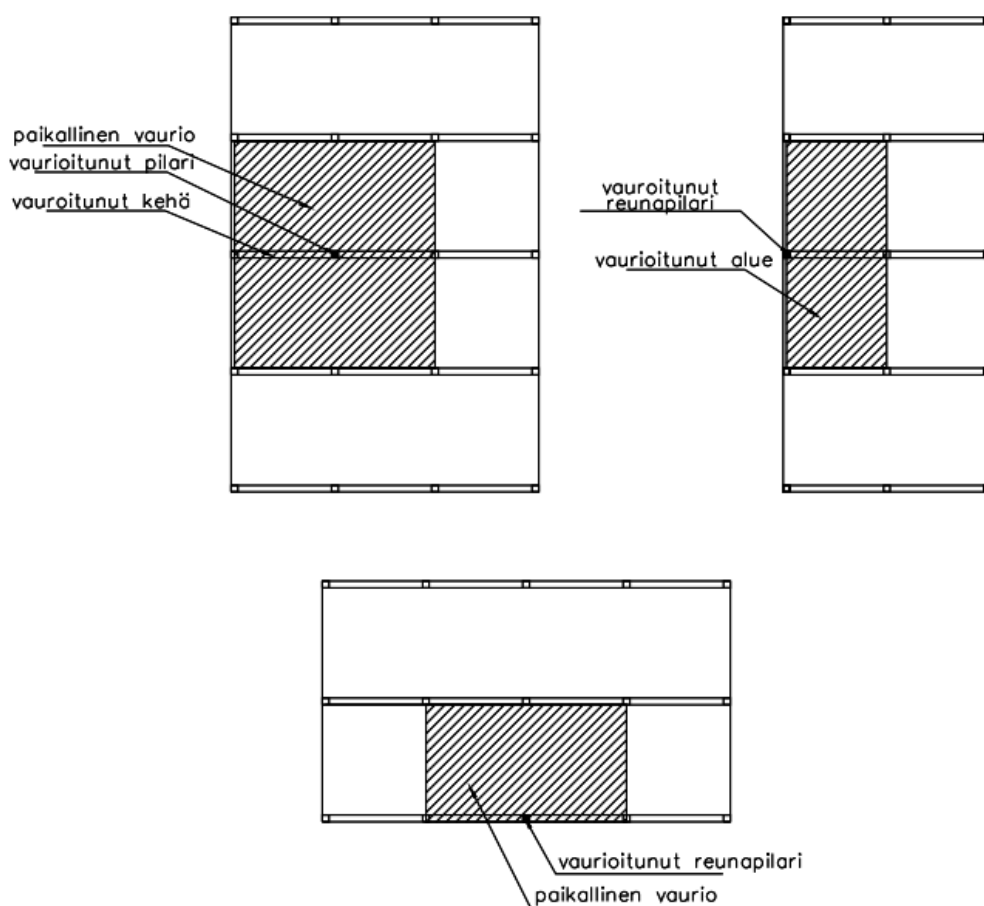


Figur 1. Den högsta tillåtna area som får kollapsa. Källa: Elementtisuunnittelu.fi

I hallbyggnader då en pelare skadas och en lokal skada sker får storleken på skadan högst vara: Primärbärverkets ihopräknade längd multiplicerat med primärbärverkets mellanrum multiplicerat med två. Då primärbärverket finns på en ytterväggs linje får den lokala skadan

högst vara: Primärbärverkets ihopräknade längd multiplicerat med mellanrummet på primärbärverket.

Ifall hallbyggnadens primärbärverk fungerar som en båge eller liknande konstruktion och det inte finns separata pelare får den lokala skadan högst vara: primärbärverkets längd multiplicerat med primärverkets mellanrum multiplicerat med två. Om primärbärverket finns på ytterväggslinjen får den lokala skadan vara som mest: Primärbärverkets längd multiplicerat med primärbärverkets mellanrum. Har hallbyggnaden en stomme som utgörs av bärande väggar, får lokala skadan utgöras av den vågräta bärande konstruktionens längd multiplicerat med måttet $2H$ där H betyder bärande väggens höjd. I Figur 2 förevisas det att skadan i en hallbyggnad enbart får ske i en våning.



Figur 2. Hallbyggnaders ras får endast ske i en våning. Källa: Elementtisuunnittelu.fi

3.2 Olyckan i Laukas

I RIL 201-4-2017 boken finns det ett tragiskt exempel där en konstruktion kollapsade genom ett fortskridande ras. Den 13.2.2013 skedde en olycka i Laukas. En manege rasade plötsligt och ett barn omkom och fyra skadades i olyckan. Manegen var en hall med stålstomme, där primärbärverket fungerade som en treledsram. Hallen var byggd år 1995. I manegens ritningar, verkstadstillverkningen och i byggnadsprocessen fanns det allvarliga brister samt fel. Hela manegehallen föll på en gång eftersom det inte hade tagits i beaktande fortskridande ras i planeringsskedet. Konstruktionen var underdimensionerad och takbalkarna fastskruvade i varandra vilket bidrog till att de drogs åt sidan och fällde följande takbalk, som sedan fortsatte i en dominoeffekt över hela hallen.

Olyckan i Laukas skulle möjligtvis ha kunnat undvikas om följande faktorer beaktats:

- Om det skulle ha funnits tillräckligt med stagningsbalkar som sidostöd vid hallens primärbärverkets ramar för att hålla primärbärverkets ramar på samma plan (såsom ramar egentligen skall fungera).
- Takbalkarna hade varit förankrade på rätt sätt i hallens ändor eller i förstyrningsramarna på långsidan.

Dock har det i Finland funnits incidenter där hallens kontinuerliga takbalkar förhindrat ett mera betydande ras. I bästa fall kan takbalkarna fördela belastningen som kommer på ramarna så att skadan inte så lätt expanderar om konstruktionen har en alternativ lastförflyttning.

3.3 Riskanalys

Det finns två huvudsakliga sätt som en riskanalys kan göras enligt. Riskanalysen kan antingen kvalitativt eller kvantitativt. I en kvalitativ riskanalys identifieras alla hotbilder och farligheter, det har en avgörande betydelse. Det har utvecklats ett flertal program för att underlätta ingenjörens arbete med riskanalyser.

Vad gäller riskanalyser för byggnader kan följande faktorer orsaka farliga situationer:

- Stora laster
- Små hållbarhetsvärden, som är orsakade av fel eller oförutsägbara försvagningar av material
- Avvikelser i det som antagits vad gäller markbotten och miljöomständigheterna
- Olyckslaster
- På förhand okända olyckslaster

Följande aspekter skall beaktas då hotbilden definieras:

- Byggnadens förväntade eller kända variabla laster
- Byggnadens miljö
- Föreslagen eller känd granskningsplan för byggnaden
- Detaljplanering, byggnadens planeringsprincip, platser som är utsatta och kan skada hållbarheten i materialet
- Igenkända skadors skadesätt och grad

Byggnadens användningsändamål skall identifieras för att vara säker på följderna med tanke på säkerheten om byggnaden inte håller i en olyckssituation och det på samma gång verkar andra laster.

Då det utförs en kvantitativ riskanalys bedöms alla oönskade händelser och följders sannolikhet. Vanligtvis grundas sannolikhetens uppskattningar på antaganden och har därför en tendens att skiljas från ett verkligt skadetillfälle. Ifall skadan kan uttryckas numerärt kan risken för en oönskad händelse uttryckas som ett matematiskt väntevärde.

Allt använt material såsom, indata och beräkningsmodeller med alla osäkerheter kring projektet skall granskas omsorgsfullt. En rimlig precisionsnivå bestäms där det exempelvis infattar:

- Riskanalysens målsättning och beslut
- Begränsningar gjorda i ett tidigare skede av analysen
- Korrekt eller betydelsefull information

- Följder av oönskade händelser

Enligt Eurokod SFS-EN 1991-1-7 +A1 + AC skall standarder som analysen baserar sig på granskas ännu en gång på nytt när alla resultat är tillgängliga.

3.4 Konsekvensklasser

I Finland används det tre huvudsakliga konsekvensklasser, CC1, CC2 och CC3. Konsekvensklass CC1 har de minsta påföljderna som gäller vid en olyckssituation, klass CC3 har de största och mest kritiska följderna. Följderna av ett ras mäts inte enbart ur personers hälsa och säkerhet utan även ur ekonomisk förlust, social och miljöskadors perspektiv. Konsekvensklasserna mäter också ofta hur tillförlitlig en konstruktion är, inte enbart ur olyckssituationers synpunkt.

CC3 klassen beskrivs enligt följande: Avsevärda följderna av förlust av människoliv och mycket omfattande ekonomiska, sociala följderna på grund av miljöskador. Som konkreta exempel för denna klass är offentliga byggnader där det vistas en stor mängd människor. T.ex. Konsertsalar, idrottshallar, läktare etc.

CC2 klassen beskrivs enligt följande: Medelstora följderna av förlust av människoliv och betydande ekonomiska, sociala följderna på grund av miljöskador. Till CC2 klassen räknas Bostads- och affärsbyggnader där följderna från ett ras är medelstora. Till denna grupp hör bl.a. kontorsbyggnader.

CC1 klassen beskrivs enligt följande: Obetydliga följderna av förluster av människoliv och små eller obetydliga ekonomiska, sociala följderna på grund av miljöskador. Till den lägst klassificerade konsekvensklassen hör jord- och skogsbruksbyggnader där det inte vistas så mycket människor i. Till denna klass hör även 1–2 våningsbyggnader där det bara tillfälligt vistas människor.

Konsekvensklass CC2 och CC3 har även underklasser. För att kunna säkerhetsställa skadetåligheten hos byggnader i konsekvensklasserna CC2 och CC3 delas de in undergrupperna CC2a, CC2b och CC3a, CC3b. Ifall en byggnad tillhör t.ex. klass CC2b kan en del av byggnadsdelarna klassificeras som CC3b. Till CC2a gruppen hör byggnader som högst har 4 våningar ovanför marken och höjden från marknivån är högst 16 meter.

Byggnader med 9–15 våningar t.ex. kontor, bostads och affärsbyggnader samt byggnader med liknande stomme klassificeras som CC3a. Till konsekvensklass CC3b hör andra byggnader som har 8 eller flera våningar källaren medräknat. Konsertsalar, teatrar, idrottshallar och läktare är typiska byggnader till CC3b klassen. Tungt belastade och eller byggnader med stora spännvidder där det vistas en stor mängd människor hör också till denna klass.

Enligt standarden SFS-EN 1990 kan vissa byggnadsdelar ha en annorlunda klassificering än själva byggnaden. Om det i planeringsskedet kommit fram att en byggnadsdel kan ha en större risk ändras klassificeringen på den.

Objekt som tillhör konsekvensklass CC1 genomgår en helt normal hållbarhets dimensionering samt vad gäller stabiliteten i objektet dimensioneras det med gällande belastning. Hit hör också olyckssituationer som är förutsägbara likväl som olyckslaster. Tillvägagångssättet för klass CC1 är att en kontroll av objektets bruks- och brottgränstillstånd krävs. Ifall alla byggnads lösningar såsom fogar, kopplingar mellan balk och pelare etc. har en tillräcklig hållbarhet i brottgränstillstånd och funktionen av byggnaden är på en bra nivå är kravet uppfyllt.

Då ett objekt är klassat som CC2 eller CC3 skall även oförutsägbara olyckssituationer tas i beaktande samt välja ett tillvägagångssätt som förbättrar skadetåligheten hos byggnaden. Olika byggnadsdelars samarbete skall även tas i beaktande särskilt pelar-balk kopplingen. I kopplingen kan det uppkomma krafter som möjligtvis är större i olyckssituationer än i normala förhållanden. Tillvägagångssättet för klass CC2 är samma som för klass CC1 men det tillkommer en del nya saker som skall tas i beaktande i planeringen.

I underklass CC2a används dragband som antingen använder horisontella dragband mellan byggnadsdelar eller sedan att man förankrar dem i väggar. I CC2b skall användas både i horisontella objekt där det används horisontella dragband och i alla bärande pelare och väggar vertikala dragband. Dessutom skall alla liggande byggnadsdelar bindas ihop med stående byggnadsdelar. Om ett dragband mot förmodan inte kan användas skall en alternativ lastförflyttningssmetod tillämpas. Finns det ingen logisk lastförflyttningssmetod som går att utföra enligt måste byggnadsdelarna vara i en central roll. I en och samma byggnad kan det användas flera olika tillvägagångssätt.

Konsekvensklass CC3 har samma procedur vad gällande brotts- och bruksgränstillståndsdimensionering som för klass CC1. CC3a använder samma

tillvägagångssätt som i klass CC2b dock räknas dragbandskrafterna på ett annorlunda sätt. Objekt som klassificeras till CC3b skall genomgå en riskanalys. I den skall det framgå bl.a. igenkänning av kritiska byggnadsdelar och allvarliga riskfaktorer. Som resultat på ovannämnda riskfaktorer görs det upp planer på hur skadetåligheten säkerställs och hur fortskridande raset skall kunna förhindras i olyckssituationer och att åtgärderna motsvarar hotet. CC3b klassens objekt skall också granskas från klass CC2b dragbands tillvägagångssätt. Enligt den nationella bilagan måste objektets ytter och inner hörnens pelare eller väggdelar granskas. Ifall en sådan pelare tas bort kommer mellanbjälklaget att fungera som ett burspråk och om den resulterande skadan överstiger den acceptabla nivån skall objektet eller byggnadsdelarna behandlas i en central roll i riskanalysen.

4 Dragband och olyckslaster i olika konsekvensklasser

Varje mellanbjälklag och övre bjälklag utrustas med dragband som placeras längs med kanterna och inre dragband som placeras mot varandra. Dragbanden görs kontinuerliga och placeras så nära som möjligt mellanbjälklagets kanter och pelarna samt vägg linjer. Minst 30% av dragbanden placeras i omedelbar närhet av pelarnas och väggens centrumlinjer. Dragbanden skall kunna fungera som en ersättande lastförflyttande konstruktion. De vågräta dragbanden kan vara gjorda av trä, stål eller aluminiumprofiler, i betongkonstruktioner är de gjorda av armerad betong. Man kan även använda kombinationer av olika materials dragband. Alla formler i detta kapitel är tagna från Finlands byggbestämmelsesamling. Varje dragband och dess ändförankring skall kunna förflytta följande krafter i en olyckssituation:

Konsekvensklass CC2a och CC2b

Dragbandskraften T bestäms enligt de permanenta lasternas egenvärde g_k .

Ring- och de inre dragbanden:

Då den vågräta konstruktionens permanenta lastens egenvärde är $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$

$$T_i = s \times 20 \text{ kN/m}$$

Dragbandskraftens T minimivärde är 70kN för ringdragband. Om de inre dragbanden koncentreras till stöddlinjerna är minimivärdet också 70kN.

Då den vågräta konstruktionens permanenta lastens egenvärde är $g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$T_i = s \times 3 \text{ kN/m}$$

Dragbandskraftens T minimivärde är 10 kN för ringdragband. Ifall de inre dragbanden placeras på stöddlinjerna är dragbandskraftens minimivärde också 10kN. T.ex. Inre dragbanden som finns i elementets ändfogar.

s = Inre dragbandens centrum mått och för ringdragbandens del, måttet mellan det närmaste inre dragbandet och ringdragbandet dividerat med två adderat med sträckan till konstruktionens kant.

Om den permanenta lastens egenvärde g_k ligger mellan $2,0 - 3,0 \text{ kN/m}^2$ interpoleras dragbandskraften.

Konsekvensklass CC3a och CC3b

Dragbandskrafterna T utgörs enligt den vågräta konstruktionens permanenta lastens egenvärde g_k . I konsekvensklasserna CC3a och CC3b är permanenta lastens egenvärde g_k oftast större än $3,0 \text{ kN/m}^2$. Om g_k är mindre än $3,0 \text{ kN/m}^2$ kan dragbandskrafterna definieras enligt projekt.

Ring- och de inre dragbanden:

När den vågräta konstruktionens permanenta last är $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$:

$$T_i = \frac{F_t \times 0,8 \times (g_k + \sum \Psi_i q_k)}{6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \frac{z}{5m} \times s$$

Men åtminstone $T_i = F_t \times s$

$F_t = 48 \text{ kN/m}$ eller $(16+2,1 n_s) \text{ kN/m}$ beroende på vilken som är mindre

g_k = Vågräta konstruktionens permanenta lastens egenvärde. Finns det flera variabla laster skall de räknas ihop för hela belastnings bredden genom att använda gränstillståndsregler för olyckskombinationer.

Ψ_i = är den variabla lastens olyckskombinations faktor (beroende på belastningen Ψ_1 eller Ψ_2) Faktorerna framkommer i tabell 1 nedan.

q_k = vågräta konstruktionens variabla last

s = inre dragbandens centrum mått och för ringdragbandens del, måttet mellan det närmaste inre dragbandet och ringdragbandet dividerat med två, adderat med sträckan till konstruktionens kant.

n_s = antalet våningar i hela byggnaden

z = är pelares eller väggars avstånd mellan centrumlinjerna i dragbandets riktning eller den väggens längd som är tänkt att ta bort, dividerat med två. z är ett värde med en god säkerhetsmarginal som ersätter hängkonstruktionens halva spännvidd.

Tabell1. Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 värden som hittas i SFS-EN 1990+A1+AC.Taulukko A1.1 Kertoimien ψ suositusarvot rakennuksille

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (ks. EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,6
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Rakennusten lumikuormat (ks. EN 1991-1-3) ^{*)}			
Suomi, Islanti, Norja, Ruotsi	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H > 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,70	0,50	0,20
Muut CENin jäsenmaat, kun sijaintikorkeus on $H \leq 1000$ m merenpinnan yläpuolella.	0,50	0,20	0
Rakennusten tuulikuormat (ks. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (ks. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
HUOM. Kertoimien ψ arvot voidaan määritellä kansallisessa liitteessä. ^{*)} Mikäli maata ei ole mainittu, kyseiset paikalliset olosuhteet selvitetään erikseen.			

4.1 Pelare-vägg anslutning till mellanbjälklag

Kantpelare och väggar binds ihop till varje mellanbjälklag och övrebjälklag. Dragbands krafterna bestäms enligt de permanenta lasterna g_k . Dragbanden skall i ett olycksfallsgränstillstånd klara av följande belastning:

Konsekvensklass CC2a och CC2b

$$F_{tie} = 20_m^{kN} \times s \text{ när permanenta lasterna är } g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{tie} = 3_m^{kN} \times s \text{ när permanenta lasterna är } g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$$

Dock behöver inte lasterna tas större än $F_{tie} = 150 \text{ kN}$

s = är dragbandskraftens ackumuleringsbredd som beräknas enligt, de vertikala konstruktioners mellanrum, eller om den vertikala konstruktionen är vid ytterkanten skall den beräknas ända ut.

Är permanenta lasten g_k mellan $2,0 - 3,0 \text{ kN/m}^2$ skall dragbandskraftens värden interpoleras.

Konsekvensklass CC3a och CC3b

Formeln för klass CC3a och CC3b kan användas då $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$. Är g_k är mindre så skall dragbandskrafterna definieras projektspecifikt.

$$F_{tie} = F_t \times \frac{h}{2,5m} \times s$$

dock som mest: $F_{tie} = 2 \times F_t \times s$

F_t = är 48 kN/m eller $(16 + 2,1 n_s) \text{ kN/m}$ beroende på vilken är mindre

h = våningshöjd

s = är dragbandskraftens ackumuleringsbredd som beräknas enligt, de vertikala konstruktioners mellanrum, eller om den vertikala konstruktionen är vid ytterkanten skall den beräknas ända ut.

n_s = Antalet våningar i hela byggnaden

Hörnpelarna binds i båda riktningarna, om ring och inre dragband används och de fästs i pelaren skall armeringen förankras i pelaren.

Vertikala förband

Varje pelare och vägg förses med kontinuerliga dragband från grunden upp till övrebjälklaget. Pelare och bärande väggar skall kunna stå emot drag belastningar som uppkommer från dimensionerande olyckssituationer, där det vertikala dimensioneringsvärdet är det största värdet från permanenta eller variabla laster som kommer från en våning och belastar vägg eller pelare. Dragkraften förankras i våningen

ovanför. Vertikala dragband för bärande väggkonstruktioner kan placeras i elementfogar eller delas upp på hela väggens längd. Dragbanden placeras högst 3-meter från väggens fria kant.

4.2 Dimensionering av dragband ur eurokoden EN 1991-1-7

Vågräta dragbanden görs kontinuerliga och skall placeras nära pelar-vägg linjer. Minst 30% av dragbanden placeras i närheten av pelarnas och väggarnas centrumlinjer. Varje dragband och dess förankring skall kunna förflytta dragbelastning i en olyckssituation. Beteckningen på de inre dragbanden är T_i och för ringdragbandens del T_p . Denna eurokod gäller inte i Finland.

Inre dragband $T_i = 0,8(g_k + \Psi q_k)sL$ Eller 75kN, beroende på vilken som är större

Ring dragband $T_p = 0,4(g_k + \Psi q_k)sL$ Eller 75kN, beroende på vilken som är större

s = är dragbandens mellanrum

L = är dragbandens spännvidd

Ψ = är en faktor, som hittas i standarden EN 1990 (6.11b)

Vertikala dragband planeras enligt Eurokoden för dimensionering i olyckssituationer, förekommande dragkraft. Horisontella dragbandens dimensioneringsvärde är den största horisontella belastning från permanenta och variabla laster som belastar pelaren i vilken våning som helst. En sådan dimensionering av olyckssituationers belastning antas inte påverka samtidigt med permanenta och variabla laster.

$$T = \frac{34A}{8000} \left(\frac{H}{t}\right)^2 \text{ N eller } 100 \frac{kN}{m} \text{ per löpmeter vägg, beroende på vilken är större}$$

A = är väggens i vågrätt mätt genomskärningsyta i mm^2 , där den bärande skalmuren inte tas i beaktande.

H = väggens fria höjd H , mätt mellan, övre-mellan bjälklaget är som mest $20t$, t = är väggens tjocklek i meter.

Vertikala dragband grupperas med högst 5 meters centrumavstånd längs med väggen och är högst 2,5 meter från väggens fria ända.

4.3 Dimensionering av dragband ur eurokoden EN 1992

Dragband skall användas i alla byggnader som inte är planerade för monolitiska olyckskrafter. Dragbandens främsta uppgift är att förflytta belastningen en annan väg vid fortskridande ras. Följande bestämmelser uppfyller kravet:

Byggnaden utrustas med följande dragband:

- Ringarmering runt bjälklaget.
- Bjälklagets inre dragband.
- Vågräta pelare eller vägg dragband.
- Ifall byggnaden utgörs av skivor skall horisontella dragband användas.
- Om byggnaden delas upp i olika helheter, skall varje del utrustas med skilda dragbandssystem.
- En del av armeringen i pelare, väggar, balkar, eller mellanbjälklag kan bilda en del av dessa dragband.

En kontinuerlig ringarmering skall placeras i varje mellanbjälklag och övrebjälklag, högst 1,2 meter från kanten.

Ringarmeringen skall klara av en dragbelastning enligt följande formel:

$$F_{tie,per} = l_i \times q_1$$

$$\text{men } F_{tie,per} \geq Q_2$$

$$F_{tie,per} = \text{kraft som verkar i ringarmeringen (dragkraft)}$$

$$l_1 = \text{Dragbandets längd som är längst ut i kanten}$$

Rekommenderade värden på $q_1 = 10 \text{ kN/m}$, och $Q_2 = 70 \text{ kN}$

Inre dragband placeras i varje mellanbjälklag och övrebjälklag, som monteras ungefär mittemot varandra. Inre dragbanden görs kontinuerliga och förankras i båda ändor av ringarmeringen, om inte de fortsätter som vågräta dragband till pelare eller väggar.

Inre dragband kan placeras med jämna mellanrum i plattor eller grupperas vid balkar eller väggar, eller inne i dom. Är de monterade i väggar får de högst vara 0,5m från övre eller under kant av mellanbjälklagets platta.

Bjälklag som inte har någon pågjutning, skall inre fogarnas armering kunna klara av dragbelastningens dimensioneringsvärde i båda riktningar:

$$F_{tie} = \frac{l_1 + l_2}{2 \times q_3}$$

$$\text{men } |AC > F_{tie} \geq Q_4 < AC|$$

l_1, l_2 = mellanbjälklagets spännvidd i meter, på båda sidor av balken.

OBS:

$$\left| AC > q_3 \text{ och } Q_4 \cdot \text{Rekommenderade värden är } q_3 = 20 \frac{kN}{m} \text{ och } Q_4 = 70 kN < AC \right|$$

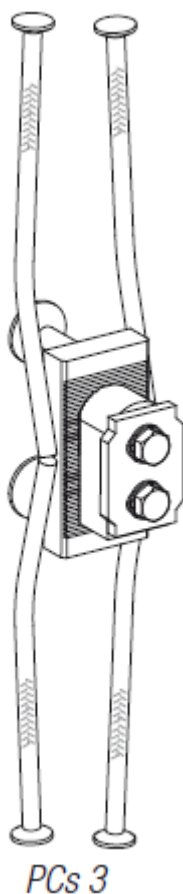
Pelare eller väggar vid kanten binds ihop i varje mellan-övre bjälklag. Dragbanden förväntas kunna bära en dragbelastning $F_{tie,fac}$ per längd meter. Pelarens förmåga behöver inte överstiga värdet $F_{tie,col}$. Nationella bilagan kan ha egna värden. De rekommenderade värdena är: $F_{tie,fac} = 20 \frac{kN}{m}$ och $F_{tie,col} = 150 kN$.

5 Peikko Finland Oy

Peikko är ett familjeföretag som är grundat år 1965. Peikko har specialiserat sig på betongkonstruktioners fastsättningsprodukter och samverkansbalkar. Peikko Group har kontor i nästan 30 länder i Europa, Nordamerika och Mellanöstern. Peikkos huvudkontor finns i Finland närmare bestämt i Lahtis, där också Peikkos fabriker i Finland ligger. Globalt sett jobbar 1500 i företaget varav ca 250 finns i Finland. Omsättningen är ungefär 173 miljoner euro.

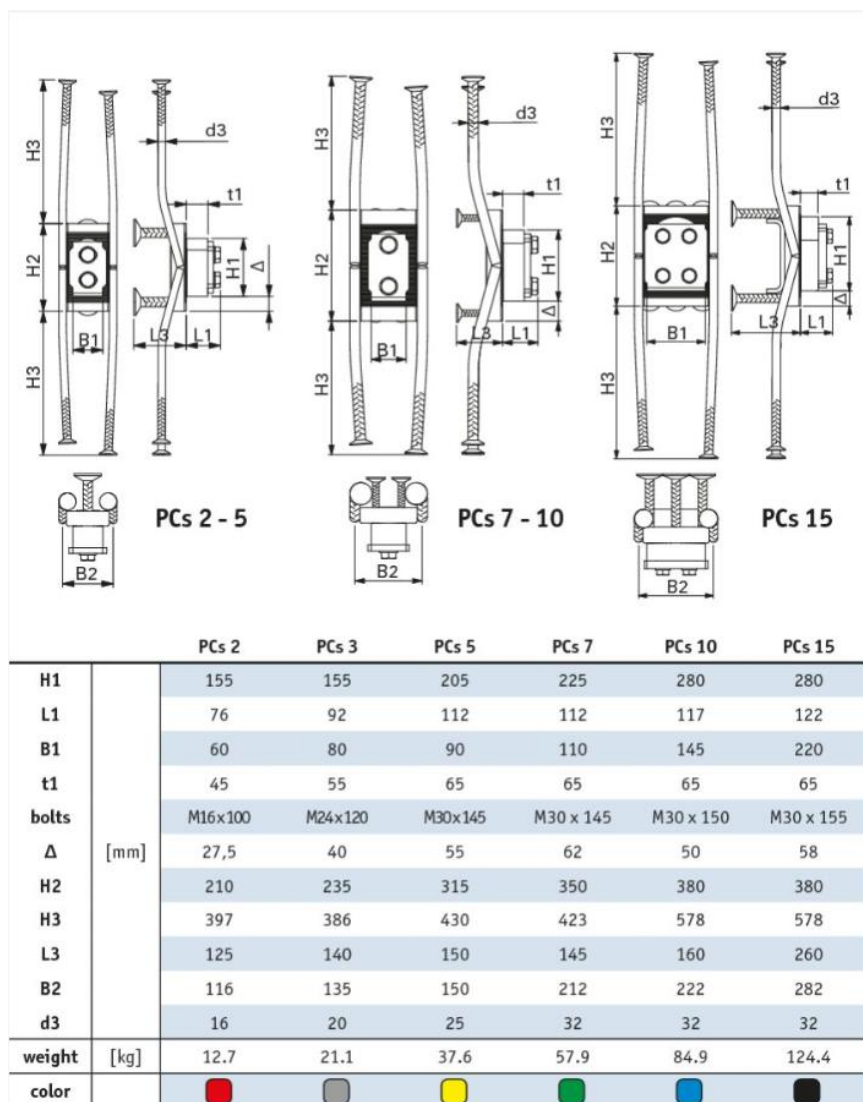
5.1 PCs®-konsol

Peikkos PCs®-konsolsystem används för stålbalkar, samverkansbalkar av stål-betong (DELTABEAM®), armerade betongbalkar och betongväggar. PCs®-konsolen som figur 3 föreställer, utgörs av en konsolplatta som är fastskruvad i en stålplåt som är integrerad i pelaren. Plåten gjuts in i pelaren med huvudarmeringen, själva konsolplattan sätts fast vid pelaren först efter att formen monteras bort. PCs®-konsolen är dimensionerad så att man kan justera plåten på rätt plats på byggplatsen. Ingen fastkilning eller svetsningsarbete är nödvändigt. PCs®-konsolen kan ta vertikala belastningar på 1500 kN, den kan även överföra vridbelastningar då konsolen monteras med stålbalkar eller samverkansbalkar. Peikkos PCs®- konsolens fördelar gentemot andra infästningssystem är bl.a. att balkens undre sida blir fri. Pelarens form blir hel, vilket betyder snabbare tillverkning vid fabriken. På byggarbetsplatsen går det snabbt och enkelt att installera balkarna till pelarna. PCs®-konsolerna är planerade så att minimihållfasthet för betongen skall vara C30/37.



Figur 3. PCs® konsol. Källa: Peikko.fi

Konsolplattan är gjord av stålqualität S355J+2N eller S355J0, kamstålen är gjorda av B500B, A500HW eller BSt 500s, skruvarna och brickorna är av hållfasthetsklass 10.9. Peikkos produktionsanläggningar är kvalitetssäkrade samt granskas med jämna mellanrum av en tredje part (Inspecta Sertifionti, VTT ExpertServices, Nordcert, SLV, TSUS och SPSC). Konsolens olika delar har också vissa toleranser som skall uppföljas i fabriken. Delen som kommer fast i pelaren får högst avvika i: bredd och tjocklek med högst plus/minus 3mm och totala höjden med högst plus/minus 10mm. Själva konsolen har strängare toleranser och får endast avvika i: bredd, höjd och tjocklek med högst plus/minus 3mm. Det finns olika modeller på PCs®- konsoler, som exempelvis (PCs®, PCs® UP, PCs® LOCK) och olika storlekar (2, 3, 5, 7, 10 och 15 (specialbeställd)). I figur 4 syns det hur PCs®- konsolerna skiljer sig storleksmässigt med varandra genom att de är målade med olika färger. PCs®-konsolerna är dimensionerade så att R60 eller R90 brandklassen uppfylls. Konsolens nedre kant är då utsatt för brand. Vid behov av förbättrat brandskydd kan konsolen flyttas om möjligt högre upp, ovanför plattan. Då skyddar betongskiktet konsolen underifrån från brand.



Figur 4. Storlekar och information om PCs® konsolerna. Källa: Peikko.fi

För att kunna välja en lämplig konsol modell skall en del saker beaktas:

- Belastningshållfasthet
- Pelarens/väggens och balkens egenskaper
- Konsolens placering i pelaren/väggen

Konsolens hållbarhet skall granskas för olika last falls kombinationer i olika planeringssituationer:

- Installationsfasen
- Normal situation
- Brandsituation

För att granska hållfasthet på konsolen sker det på olika sätt beroende på om det i belastningstillfället uppkommer vridning eller ej. Om balken är symmetriskt belastad i normaltillfället och stödd under installationsarbetet mot vridning, sker hållbarhetsgranskningen på följande sätt:

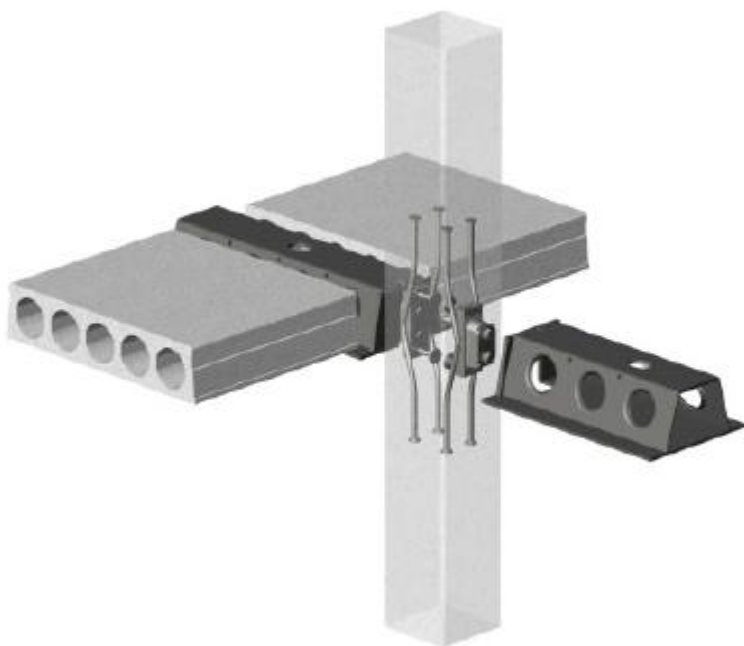
$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Ed} är balkens lodräta stödreaktionens dimensionerings värde under normalförhållanden

V_{Rd} är den lodräta belastningens hållbarhets dimensioneringsvärde

5.2 PCs®- konsolens funktion

Den vertikala belastningen och vridpåfrestningar flyttas från plåten som är fast i ändan på balken till PCs®-konsolen då plåten stöder rakt mot konsolen. Krafter som belastar konsolen horisontellt flyttas från balkens plåt till brickan i konsolen. PCs®-konsolen är planerad att användas i torra utrymmen inomhus och för statiska belastningar. Används PCs®-konsolen i andra omständigheter än ovannämnda skall konsolen ha korrekt ytbehandling eller rätt material för ändamålet. PCs®-konsolen är speciellt planerad för samverkan med deltabalkar då de fästs i betongpelare, se figur 5.



Figur 5. PCs®-konsol och deltabalk anslutning. Källa: Peikko.fi

6 PCs®- konsolens dimensionering

PCs®-konsolen kan fästas i både cirkulära eller kvadratiska pelare. Ifall horisontella laster överförs till pelaren osymmetriskt kan konsolen ha en stor excentricitet mot pelarens tyngdpunkt. Denna excentricitet gör så att det tillkommer ett böjmoment på pelaren eller väggen, momentet räknas enligt följande formel:

$$M_{Ed,1} = V_{Ed} \times \left(\frac{B}{2} + e \right)$$

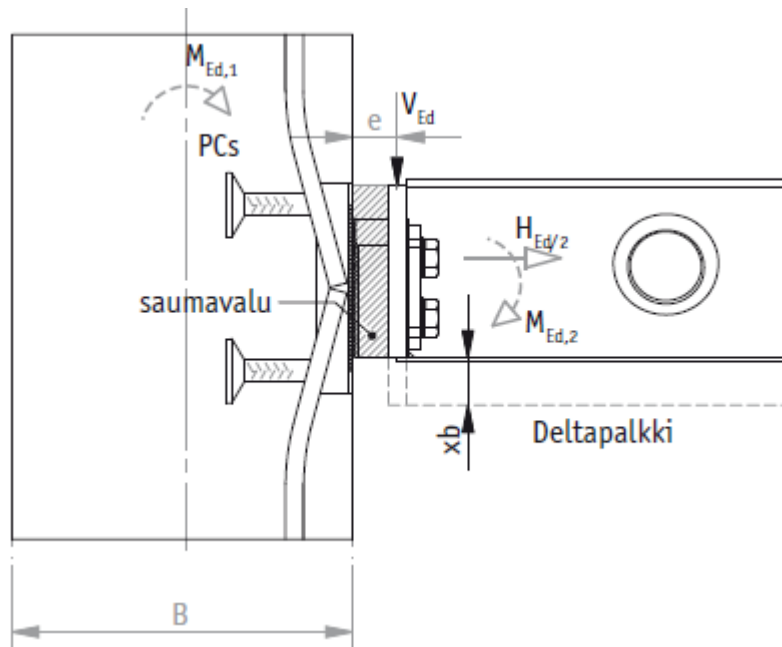
Fogen som uppstår mellan pelaren och PCs®-konsolen gjuts fast samtidigt som håldäckens fogar gjuts. Då balken ytterligare belastas med mera last tillkommer ett nytt moment $M_{Ed,2}$. Balkens nedböjning förorsakar det, att balkens ända vill vrida sig, vilket gör så att $M_{Ed,2}$ uppstår i pelaren som också kan ses i figur 6 nedan. Om det finns ett behov att definiera ett exakt värde för $M_{Ed,2}$ måste den som gör beräkningarna känna till egenskaperna om nedböjningen och vridningen i balken från fall till fall. Det totala tilläggsmomentet som uppstår från konsolen och flyttas till pelaren är då:

$$M_{Ed} = M_{Ed,1} + M_{Ed,2}$$

$$M_{ed} = \text{Böjmoment}$$

$$M_{Ed,2} = \text{Tilläggsmoment}$$

Då armeringen i pelaren eller väggen dimensioneras skall tilläggsmomentet M_{Ed} tas i beaktande, dock rekommenderas det att balken dimensioneras som en led.



Saumavalu = Foggjutning

Figur 6. Figuren föreställer hur tilläggsmoment $M_{Ed,2}$ inverkar på pelaren samt böjmoment $M_{Ed,1}$. Källa: Peikko.fi

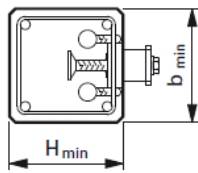
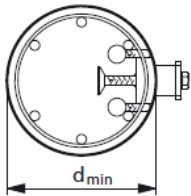
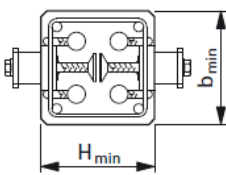
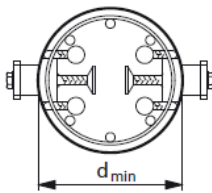
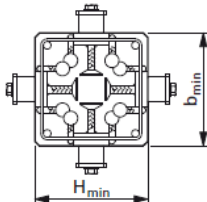
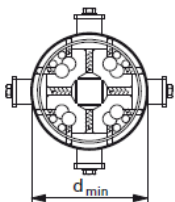
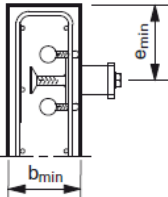
Peikko har gjort en färdig tabell för tilläggsmomentet $M_{Ed,2}$ se tabell 2 nedan, uppskattningen är gjord så att den är på säkra sidan. Böjmomentets uppskattning är beräknad att konsolens övre skruv tar upp balkens maximala dragkraft $H_{Ed}/2$ se figur 6 ovanför. Är konsolen placerad högre upp i balken än ($xb > 50\text{ mm}$) är det rekommenderat att använda ett flexibelt material i underkant av konsolen mellan balken och pelaren.

Tabell 2. Tabell för tilläggsmoment $M_{Ed,2}$. Källa: Peikko.fi

	e [mm]	$M_{Ed,2}$ ($xb = 0\text{ mm}$) [kNm]	$M_{Ed,2}$ ($xb = 10\text{ mm}$) [kNm]	$M_{Ed,2}$ ($xb = 50\text{ mm}$) [kNm]
PCs 2	43	2,7	2,9	3,8
PCs 3	48	3,4	3,8	5,1
PCs 5	56	7,7	8,2	10,3
PCs 7	56	11,8	12,5	15,4
PCs 10	56	20,1	21,0	24,7

I tabell 3 nedan finns det minimistorlekar på pelare/ väggar som passar till olika storlekar PCs®-konsoler. Tabellvärdena fungerar då en helt normal PCs®-konsol är placerad mitt på pelaren och den inte har någon excentricitet. Ifall konsolen är placerad excentriskt på pelaren motsvarar det minsta kantavståndet värdet $b_{min}/2$, där måttet b_{min} är från tabell 3 nedan.

Tabell 3. Minimistorlekar på pelare som passar till olika PCs®-konsoler. Källa: Peikko.fi

 		H_{min} / b_{min}	d_{min}
	PCs 2	280 / 280	280
	PCs 3	280 / 280	280
	PCs 5	280 / 280	280
	PCs 7	380 / 380	380
	PCs 10	380 / 380	380
 		H_{min} / b_{min}	d_{min}
	PCs 2	280 / 280	290
	PCs 3	290 / 280	320
	PCs 5	310 / 310	340
	PCs 7	380 / 380	380
	PCs 10	380 / 380	385
 		H_{min} / b_{min}	d_{min}
	PCs 2	310 / 310	350
	PCs 3	360 / 360	380
	PCs 5	380 / 380	400
	PCs 7	480 / 480	500
	PCs 10	480 / 480	520
		b_{min}	e_{min}
	PCs 2	200	140
	PCs 3	200	140
	PCs 5	200	140
	PCs 7	200	175
	PCs 10	220	175

Konsolerna är dimensionerade så att betongklassen i väggar och pelare är 30/37. Vid användning av sämre betongkvalitet skall det användas reduceringsfaktorer. Faktorerna kan ses i tabell 4 nedanför.

Tabell 4. Reduceringsfaktorer. Källa: Peikko.fi

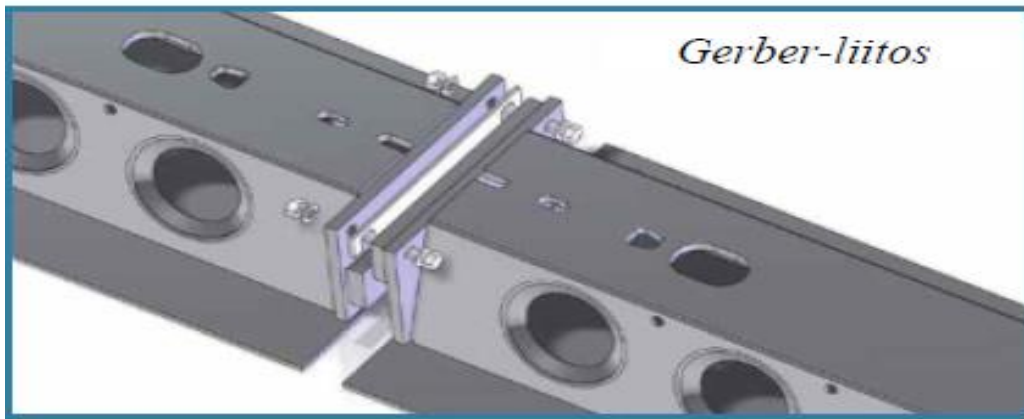
Betoniluokka	C25/30	C20/25
PCs 2 – PCs 10	0,89	0,78

Betoniluokka = Betongklass

7 DELTABEAM®

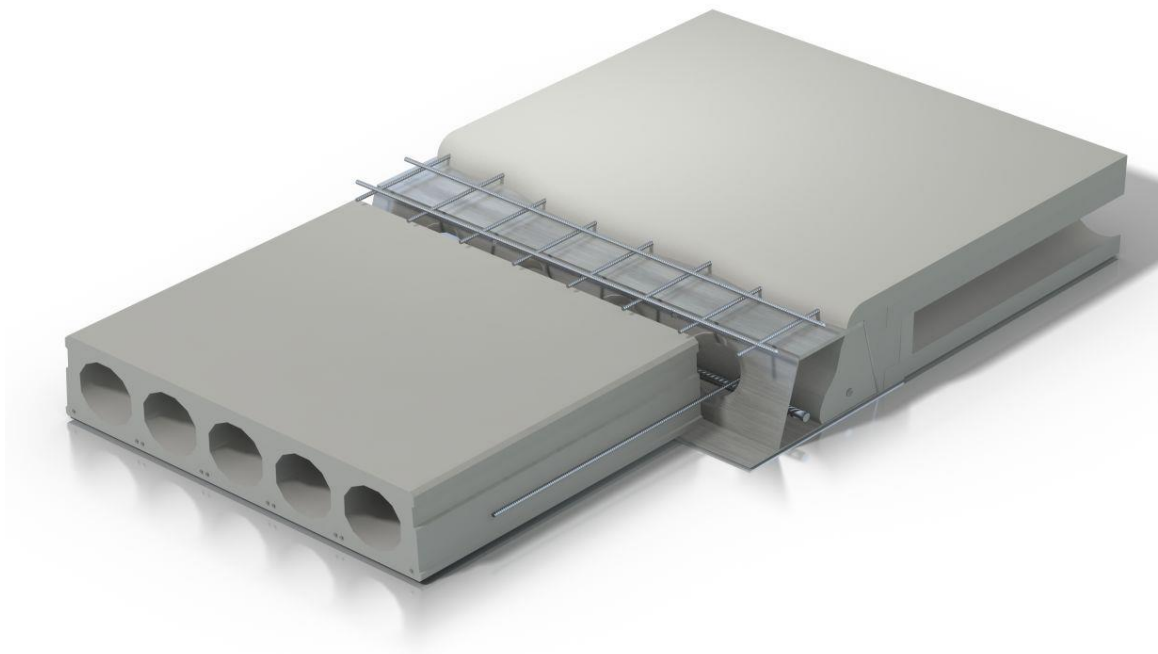
DELTABEAM® är en balk gjord av stål. Balken är svetsad av stålskivor, ihålig i mitten och har hål på sidorna. Skivorna är skurna med Plasma och brännskärning men även med mekanisk skärning. Balkens högsta tillåtna längd är 13,5 meter och vanligaste höjden ligger mellan 200–500 mm. Balken är oftast lika hög som själva bjälklaget men om det finns ett behov att ha en högre balk går det att installera förhöjningsdelar på flänsen. På arbetsplatsen monteras armeringen genom balken och sedan gjuts den fast med betong. Då betongen härdat fungerar den som samverkansbalk åt t.ex. hålbjälklag, skalplattor, stålbjälklag, trapetsbjälklag och för platsgjutet betongbjälklag. Figur 8 har hålbjälklag installerade på DELTABEAM®. På bilden syns även hur olycksfallsarmering är placerade samt ytplattans armering. DELTABEAM® kan uppnå brandskyddsklass R180 utan något extra brandskydd. Vid behov kan även armering monteras in i balken. Armeringen fungerar då som dragarmering vid en brandsituation. Det finns två olika typer av DELTABEAM®, Keskipalkki (mittbalk) och Reunapalkki (kantbalk). Mittbalken kan ha flänsar på båda sidorna, som gör att den kan bära upp mellanbjälklag på båda sidorna om den. Kantbalken har bara en fläns på en sida, på den andra sidan har balken ett lodrätt liv som är lika hög som själva balken. Dock kan båda balktyperna användas som kantbalkar, mittbalken bär då endast på ena sidan. Bjälklag som böjer sig eller är runda kan göras med mittbalken, det läggs till en formplåt som har samma utseende som är bestämt.

DELTABEAM® kan användas som tvåstödsbalkar eller som kontinuerliga balk konstruktioner. Kontinuerliga balkar kan fästas samman med varandra genom t.ex. Gerberskarv, se figur 7. Skarvarna förses med en installationsskiva av stål som försäkrar en tillräcklig monteringsstolerans. Då mellanbjälklaget (hålbjälklag) monteras skall Deltabalkarna stödas nerifrån så de inte kommer åt att vridas. Stöden skall dimensioneras så att balken kan böjas men också så att stöden håller belastningen från monteringen. Stöden skall planeras så att de ligger så nära balkarnas stödpunkter (pelare, vägg) som möjligt. Stöden placeras under flänsen på den sida som belastningen verkar på. Då betongen har härdat och uppnått önskad hållfasthet kan stöden avlägsnas.



Figur 7. Gerberskarv. Källa: Peikko.fi

Om DELTABEAM® skarvar och stödkonstruktionernas belastning tas i beaktande i planeringen kan stöden lämnas bort. DELTABEAM® är dimensionerade så att de kan föra vidare osymmetriska laster till pelarna.



Figur 8. Samverkansbalk (DELTABEAM®) monterat med hålbjälklag. Källa: Peikko.fi

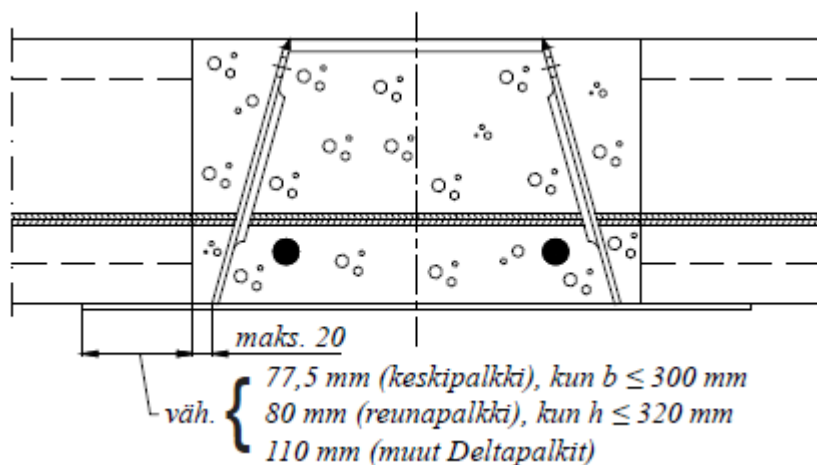
Då bjälklaget installeras på DELTABEAM® skall stöden och alla fogar i balkarna vara svetsade eller bultade. För att undvika att balkarna inte vrider sig skall byggplatsen sträva till att montera vartannat hålbjälklag på balkens båda sidor. Efter att hålbjälklaget monterats, installeras behövlig armering sedan påbörjas form-arbetet.

8 DELTABEAM® dimensionering

När DELTABEAM® dimensioneras är det viktigt att veta hurudan betong som skall användas. En annan sak som skall beaktas är hur gjutningarna sker. Då DELTABEAM® dimensioneras antas det att gjutningen sker i två etapper. Först gjuts balken och efter att betongen har härdat samt uppnått önskad hållfasthet gjuts själva pågjutningen. Görs gjutningarna i en etapp skall detta meddelas åt Peikko. Klassen på betongen skall åtminstone vara av C20/25.

Varje DELTABEAM® planeras och dimensioneras enskilt utgående från information som getts för dem. Dynamiska laster tas i beaktande när balken dimensioneras om planeraren begär detta. Planeraren skall även granska och analysera vibrationen i bjälklaget. Finns det väggar utplacerade över bjälklaget som inte är märkta med hurudan belastning det kommer från dem tas de ej med i dimensioneringen av bjälklaget. Fogen mellan DELTABEAM® och stödkonstruktionen skall projekteras så att DELTABEAM® stödreaktion förflyttas till stödkonstruktionen (vägg, pelare). Stödkonstruktionen skall naturligtvis hålla belastningen från balken. Varje DELTABEAM® får en egen märkning som hålls samma under hela byggnadsskedet. VVS-installationer kan göras i undre kant av bjälklaget och i vissa fall inne i bjälklaget.

Beroende på hurudant mellanbjälklag det används i projektet finns det olika upplagslängder som skall vara korrekta. Används det kortare upplagslängder än vad föreskrifterna tillåter skall detta också tas i beaktande i dimensioneringen av DELTABEAM®. Måttet för upplagslängderna på mellanbjälklaget tas från flänsens ytterkant inåt mot livet på DELTABEAM®, som figur 9 nedan föreställer.



Figur 9. Minimiupplagslängder för DELTABEAM®. Källa: Peikko.fi

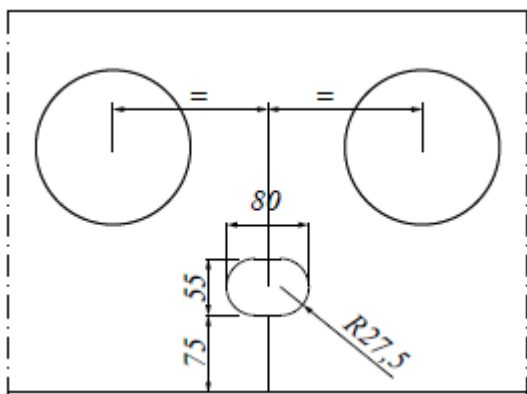
Minsta möjliga upplagslängd på en mittbalk som $b \leq 300$ mm är 77,5 mm. Används det en kantbalk som $h \leq 320$ mm är minsta upplagslängden 80 mm. Vid användning av någon annan DELTABEAM® skall upplagslängden minst vara 110 mm.

Då DELTABEAM® fungerar tillsammans med pågjutningen skall det alltid användas armering som går tvärs över själva balken, som har till uppgift att förena pågjutningen och bjälklaget. Denna armeringen kallas även av konstruktörer till fogarmering. Vågräta armeringens uppgift är att förflytta lasterna från plattan till DELTABEAM®. Kravet för minimiarmeringsmängd är följande:

$$A_s \geq \max \{94 \text{ mm}^2 + \text{vridmoments armering eller olycksarmering}\}$$

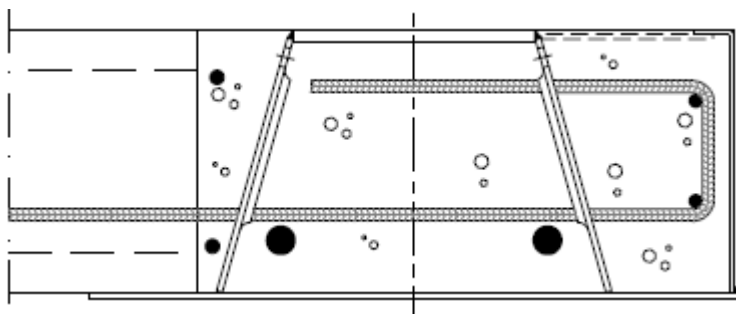
Vågräta armeringen placeras så att de går genom hålen som finns på balkens liv. Om det används höga DELTABEAM® ($h \geq 370$ mm) går det att borra ett nytt hål på balkens liv för att kunna installera armeringen på byggnadsplatsen. Hålets placering skall göras på förutbestämd plats. Placeringen skall vara mittemellan två befintliga hål, hålet skall placeras 75 mm från flänsens övre kant. Hålets storlek får högst vara 80 mm brett och 55 mm högt, (figur 10. nedan demonstrerar tilläggshålets placering). Då hålet placeras på detta ställe lämnas det utrymme för eventuell brand armering. Hålen på DELTABEAM® liv och tilläggshålen koncentreras antingen till håldäckens fogar eller ihålligheterna på håldäcken. Används det något annat bjälklag än hålbjälklag, t.ex. skalplattor så spelar vanligtvis placeringen av hålen på balkens liv inte någon stor roll. Raka armeringsstänger placeras

genom mittbalkens hål och förankras på båda sidorna av DELTABEAM® till bjälklaget. Vid användning av kantbalk skall fog armeringen förankras till insidan av balken.



Figur 10. Placering av tilläggshål. Källa: Peikko.fi

Om ringarmering krävs och utrymmet mellan kantbalken och håldäcket är för litet så går det att använda mittbalk istället. Då mittbalk används på kanten säkerställs det att utrymmet mellan balken och formplåten blir tillräckligt stort för att få rum med armeringen. Längsgående tryck och dragkrafter förflyttas vanligtvis längs med ringarmeringen som ligger bredvid balkens liv. Figur 11 förtydligar beskrivningen, med mittbalk på kanten av ett bjälklag.



Figur 11. Mittbalk monterad vid kanten av bjälklaget. Källa: Peikko.fi

DELTABEAM® grundmålas eller varmförzinkas redan i fabriken, för att få ett skydd inför transporten till byggplatsen och även under installationen. Om kunden vill ha någon annan ytbehandling skall det meddelas till fabriken.

9 Samverkanskonstruktioner

Samverkanskonstruktioner betyder olika byggnadsdelar som fungerar tillsammans för att bilda en helhet. Samverkanskonstruktioner är mera krävande än traditionella konstruktioner med bara ett material p.g.a. dess stora plastiska förmåga. Det leder till att hållfastheten inte enbart granskas i brottgränstillstånd och bruksgräns tillstånd, utan nedböjningen måste också hållas inom godkänd gräns. Ett ganska vanligt exempel är: ett betongelement som fungerar tillsammans med platsgjuten betong eller DELTABEAM® som fungerar med hålbjälklag.

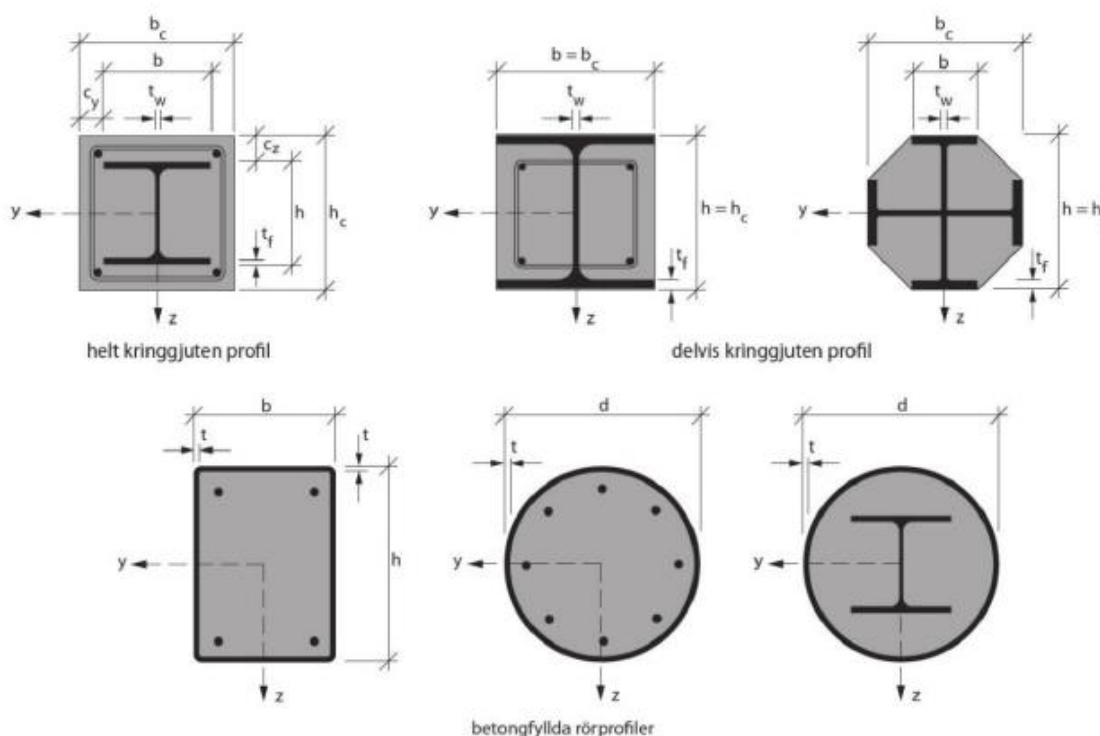
Allting handlar i grund och botten om hur materialen skall så gynnsamt som möjligt användas för att inbringa ekonomisk nytta och materialens egenskaper effektiveras. Prefabricerade delar bär till en början egenvikten, platsgjutna betongen och andra delar som fästs i den prefabricerade delen. När platsgjutna betongen har härdat fungerar den och de prefabricerade delarna tillsammans som en helhet för laster som tillkommer. Resultatet blir en betydligt styvare konstruktion som bärförmågan är bättre än en enskild byggnadsdel. Bostadshus, kontor och affärsbyggnaders mellanbjälklag samt parkeringshus är vanliga användningsområden som detta byggnadssätt används. Då konstruktioner har långa spännvidder kan det om möjligt vara bra att temporärt stöda upp de prefabricerade delarna till en början förrän de fungerar i samverkan med varandra. Nyttan med längre spännvidder blir då sämre än vid kortare. När betongen härdat kan stöden monteras bort.

Betongen tål bra tryckspänningar men inte dragspänningar, då kan stålet hjälpa till med att ta upp dragspänningar i konstruktionen, detta bidrar också till att konstruktionerna blir slanka. Största nyttan får man då byggnadens nyttolast är stor gentemot den totala lasten. Vid långa spännvidder är det oftast användningsområdet som blir avgörande när den permanenta lasten på den prefabricerade delen är stor. I normala fall kommer gränsen emot då 50–70% av den totala lasten på hela konstruktionen belastar den prefabricerade delen. Den ökade bärförmågan tack vare samverkanskonstruktioner kan tas till godo om prefabricerade elementets beräknade belastning q_{d1} förhållande till den totala belastningen q_d är mindre än prefabricerade delens höjd h_1 i förhållande till samverkanskonstruktionens höjd h . Alltså $\frac{q_{d1}}{q_d} < h_1/h$. Om nyttolasten är i storleksklass $q_k > 2.5\text{--}4 \text{ kN/m}^2$ uppnås villkoret som beskrevs ovan.

Stål och betong samverkanskonstruktioner fungerar även bra vid t.ex. brandsituationer. Stål som annars har dåliga egenskaper mot brand, gjuts in i betong som har bra brandegenskaper.

Korrosionen på stålet minskar om stålet gjuts in i betongen, eftersom det inte slipper i kontakt med vatten och syre.

Det finns olika typer av samverkanskonstruktioner: samverkanspelare- balkar- bjälklag. Samverkanspelare finns i olika sorter, rörprofiler fyllda med betong, pelare som är helt fyllda eller delvis fyllda med betong som figur 12 förevisar.



Figur 12. Olika samverkanspelare. Källa: Eriksson, F., 2017. Samverkanskonstruktioner i stål och betong: prestanda, lönsamhet och utförande. Jämförelse mellan samverkanskonstruktioner och platsgjutna, Slakarmerade betongkonstruktioner.

Beroende på hur samverkanspelarna är gjutna har de olika fördelar. Pelare som är gjutna runt stålet som finns i mitten, kan tillåtas mera krokighet. Rörprofiler fyllda med betong har den fördelen att ingen form behövs, själva rörprofilen fungerar som form. Dimensionerande skjuv hållfastheten är störst hos rör som är fyllda med betong, sedan kommer rektangulära rör fyllda med betong och sämst har stålprofiler som är kringgjutna.

Betongen behöver ej heller härda fullständigt förrän pelaren fungerar, utan projektet kan gå vidare. Enligt Eurokod SFS-EN 1994 får den högsta hållfasthetsklassen för betong vara C50/60.

Stålet som material har som egenskap plastiska deformationer som gör att konstruktionen inte kollapsar utan någon förvarning, som kan hända med enbart betongkonstruktioner.

Ifall balken eller pelaren skall armeras måste armeringen svetsas fast till stålet eller så skall det användas distansklossar eller liknande tillvägagångssätt för att försäkra ett tillräckligt skyddsskikt. Detta gäller för prefabricerade och på byggsplatsen gjorda samverkanskonstruktioner. Dimensioneringen av samverkanskonstruktioner utförs enligt Eurokod SFS-EN 1994 och eller Finlands nationella bilagor.

Samverkansbalkar utgörs oftast av tre delar: betongplatta, stål原因 och skjuvförbindare. ”Betongplattan finns i fyra utföranden: platsgjuten med profilerad plåt som form, prefabricerad, platsgjuten och plattbärlag med platsgjuten betong. En annan variant av samverkansbalk är integrerad balk där vanligtvis en hattbalk eller I- profil gjuts in i betong. När dessa samverkansbalkar används i en byggnad utgör det i de flesta fall ett samverkansbjälklag.” (Eriksson 2017, s.9)

10 Fortskridande ras i Sverige

Eftersom Finland och Sverige använder sig av Eurokoderna, har båda länderna ganska liknande kriterier vad gäller fortskridande ras.

”Byggnadsverk skall utformas så att riskerna för fortskridande ras är ringa. Detta får ske genom att de utformas och dimensioneras antingen så att de kan motstå olyckslast eller så att en primär skada begränsas. Skadan får inte medföra fortskridande ras och svår förstörelse för någon annan del av byggnadsverket än det primära skadeområdet och angränsande områden. (BFS 2003:6) Särskilda åtgärder behöver inte vidtas för byggnadsverk där risken för allvarliga olycksfall vid ett fortskridande ras är ringa eller för allvarliga olycksfall vid ett fortskridande ras är ringa eller för byggnadsverk som är så små att en primär skada leder till total förstörelse.” (BFS 2003:6 s.28)

Dimensionering av bärande konstruktioner i Sverige sker i dagens läge med eurokoderna tillsammans med nationella val i boverkets EKS.

Jag har varit i kontakt med en del ingenjörer från Sverige (9.1.2018) om problematiken med pelare- vägganslutningen, vid fortskridande ras. En ingenjör svarade med att man skall anpassa reglerna från eurokoder och EKS10, där kraften i balklinjen och därmed PCs®-konsolen skall vara dimensionerad för denna kraft.

En annan svarade med att i deras projekt kunde krafterna inte föras in i pelaren via konsolen som gjuts in i den. Skruvarna klarade inte av att föra in horisontalkrafterna, utan endast skapa friktion för att bära tvärkraft mellan den ingjutna delen och knapet. Det här löste de med att tillsätta extra ingjutningsplåtar i både balk och pelare.

I något projekt hade de kopplat igenom rasarmeringen genom pelaren med hjälp av genomgående rör. Men personen betonade att detta inte var någon speciell lösning för enbart PCs®- konsolen, utan att det också används i andra typer av konsolanslutningar.

Efter att jag haft kontakt med ingenjörer från Sverige får jag en känsla av att de inte riktigt vet om Sverige har några nationella val gjorda vad gäller detta arbetets innehåll, utan att de enbart förlitar sig på eurokoder. När jag nu har granskat Boverkets EKS10 så vet jag att det inte finns så mycket information i den om vad detta arbete går ut på, utan Eurokoden är den som används i Sverige.

Jag har dessutom varit i kontakt direkt till Boverket (1.2.2018), där jag frågade om de vet någonting om saken eller om de har några experter de känner till som jag skulle kunna fråga direkt. Jag fick ett snabbt svar av Björn Mattsson som jobbar på boverket. Mattsson säger att de inte ställs några speciella regler i EKS. Det huvudsakliga systemet som används är reglerna i Eurokod SS-EN 1991-1-7. En konstruktör skall välja en detaljutformning som gör att bärverket blir robust. Mattsson tycker att platsgjutna betongkonstruktioner och i balkpelarstommar av stål blir anslutningarna många gånger tillräckligt robusta utan några särskilda åtgärder. Däremot säger Mattsson att i prefabricerade betong- eller träkonstruktioner kan det behövas göra vissa åtgärder så att delarna kan förbindas på ett tillförlitligt sätt till varandra.

10.1 Konsekvensklasser i Sverige

Sverige har fyra stycken olika konsekvensklasser, CC1, CC2a, CC2b och CC3.

CC1 beskrivs enligt följande: Ringa konsekvenser av brott.

CC2 beskrivs enligt följande: Måttliga konsekvenser av brott.

CC3 beskrivs enligt följande: Svåra konsekvenser av brott.

CC1 klassen är byggnader där det sällan vistas personer i. Det kan t.ex. vara fråga om: lantbruksbyggnader eller enfamiljshus med högst fyra våningar.

CC2a är den lägre riskgruppen. Hit hör alla: offentliga byggnader med högst 2 stycken våningar och med en area på högst 2000 m^2 . Envånings skolbyggnader, varuhus med högst 3 våningar och med en area på 1000 m^2 bjälklagsyta. Industribyggnader med högst 3 våningar. Hotell, flerfamiljshus och kontorshus med högst 4 våningar. Enfamiljshus med 5 våningar.

CC2b tillhör den högre riskgruppen. Till denna grupp räknas: Hotell och bostadshus med flera än 4 våningar och högst 15 våningar. Skolbyggnader med flera våningar än 1 men högst 15. Varuhus med flera än 3 våningar men högst 15 stycken. Sjukhus som har högst 3 våningar. Kontorshus som har flera än 4 våningar men högst 15. Parkeringshus med högst 6

stycken våningar. Till klass CC2b hör även alla offentliga byggnader med en bjälklagsyta på 2000–5000 m².

CC3 är den högsta konsekvensklassen. Till denna klass hör alla ovannämnda fall där våningsytan och eller våningsantalet överskrids. Arenor där det finns plats för mera än 5000 personer. Alla byggnader där personer har tillträde till i omfattande skala. Till klass CC3 hör dessutom byggnader som innehåller farliga ämnen eller processer.

Konstruktioner i konsekvensklass CC1 behöver det inte göras några extra åtgärder, utan en helt normal dimensionering räcker till.

Byggnader i konsekvensklass CC2a skall utrustas med horisontella dragband. Dragbanden skall placeras längs fasader och i två riktningar i inre pelare och balklinjer så att de kan binda ihop pelare och väggar med stommen. Belastningen som både dragbanden och dragbandens anslutning mot pelare eller balk skall kunna uppta är följande:

Inre dragband: $T_i = 0,8 \times (g_k + \Psi \times q_k) \times s \times L$ Men minst 75 kN

Dragband längs kant: $T_p = 0,4 \times (g_k + \Psi \times q_k) \times s \times L$ Men minst 75 kN

s = Avstånd mellan dragband

L = Längden på dragbandet

Ψ = relevant faktor Ψ_1 (frekvent lastvärde) eller Ψ_2 (långtidslast) enligt EN1990 och (Bo Westerberg). Ψ värdena hittas i tabellen 5 nedan. i BFS 2015:6 EKS 10 på sidan 21, stycke A1.2.2(1).

Tabell 5. Sveriges Ψ -värden. Källa: Boverket.se

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttig last i byggnader			
Kategori A: rum och utrymmen i bostäder	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorslokaler	0,7	0,5	0,3
Kategori C: samlingslokaler	0,7	0,7	0,6
Kategori D: affärslokaler	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Kategori F: utrymmen med fordonstrafik, fordonstyngd ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Kategori G: utrymmen med fordonstrafik, $30 \text{ kN} < \text{fordonstyngd} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategori H: yttertak	0,0	0,0	0,0
Snölast med beteckningar enligt SS-EN 1991-1-3 $s_k \geq 3 \text{ kN/m}^2$	0,8	0,6	0,2
$2,0 \leq s_k < 3,0 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$1,0 \leq s_k < 2,0 \text{ kN/m}^2$	0,6	0,3	0,1
Vindlast	0,3	0,2	0,0
Temperaturlast (ej brand) i byggnad	0,6	0,5	0,0

(BFS 2015:6).

För byggnader i klass CC2b tillkommer det antingen:

- Horisontella dragband plus vertikala dragband i alla bärande pelare och väggar.
- Eller så skall konstruktionen klara av att en pelare, bärande vägg (en åt gången, ingen skillnad vilken, samt en våning åt gången) tas bort. Byggnadens stabilitet skall upprätthållas och skadans omfattning får inte överskrida en viss del. Den maximala tillåtna kollapsade arean i konsekvensklass 2 och 3 är det minsta av 15% av bjälklagsarean eller 100 m^2 på två våningar ovanför varandra. I konsekvensklass 1 får den skadade arean vara större.

Om en lokal skada sker t.ex. en pelare kapas och tappar bärförmågan är vertikala dragband ett alternativ till upprätthållande av bärrigheten i konstruktionen. Pelare och vertikalbärande väggar skall då kunna uppta den dragkraft som motsvarar den största vertikala reaktionen från ett bjälklag med både permanenta och variabla laster enligt lastkombinationen ovan. ”Denna dragbandskraft ”bör inte förutsättas verka samtidigt med permanenta och variabla laster som verkar på konstruktionen”. Detta kan låta egendomligt, men det innebär att dragbandet även ska kunna ta en motsvarande uppåtriktad kraft, som alltså *inte* ska reduceras med den nedåtriktade reaktionen från bjälklaget som vilar på väggen eller pelaren.” (Bärande väggars behov av vertikal kopplingskapacitet sammanhållningsarmering i allmänhet. Westerberg 2009, s.5).

Vertikala dragband kräver att en motsvarande dragkraft också kan tas i bärande väggar, pelare och i den vertikala anslutningen mellan väggar i olika våningar.

För konstruktioner i konsekvensklass CC3 skall en riskanalys utföras. Riskanalysen skall beakta förutsägbara och icke förutsägbara situationer. Last fall som vanligtvis inte används skall även beaktas.

Uppskattning av godtagbar skada på sekundärbärverk i tak (åsar, fribärande profilerad plåt etc.) skall det antas att sekundärbärverket har förlorat bärrigheten på en längd av högst 10 meter, men inte mera än halva längden av själva bärverket.

”Denna skadade area räknas in i den totala skadade arean, tillsammans med konsekvensskador i angränsade fack, när storleken på skadad area bedöms. Om lastomlagring inte kan ske, t.ex. genom att en viss momentfördelning är kritisk för konstruktionens verkningssätt och bärförmåga, bör en annan statisk konstruktionsutformning väljas.” (EKS 10, s. 69)

10.2 SS-EN 1992-1-1:2005(Sv)

Konstruktioner som inte är dimensionerade för olyckslaster, skall ha ett passande system av sammanhållningsarmering för att kunna förebygga fortskridande ras med en annan möjlig

nedföring av laster efter en lokal skada. Figur 13 illustrerar hur dragbanden fungerar. Följande föreskrifter anses uppfylla kravet:

” (2) Följande typer av sammanhållningsarmering bör användas:

a) dragband längs kant

b) inre dragband

c) horisontell förankring av pelare eller vägg

d) vertikala dragband, vid behov, särskilt vid elementbyggnad.

(3) Om en byggnad indelas med dilationsfogar i konstruktivt oberoende delar, bör varje del ha ett oberoende system av sammanhållningsarmering.

(4) Vid dimensionering får sammanhållningsarmeringen antas verka med sin karakteristiska hållfasthet och bör då ha en bärförmåga svarande mot de dragkrafter som definieras i följande avsnitt.

(5) Armering i pelare, väggar, balkar och bjälklag som läggs in för andra ändamål, kan anses utgöra del av eller hela denna sammanhållningsarmering.” (SS-EN 1992-1-1:2005(sv) s. 166)

Dragband längs kant:

” (1) Varje bjälklag bör omslutas av ett kontinuerligt dragband längs kanten, placerad högst 1,2 m från densamma. Dragbandet får inkludera armering som även utför del av inre sammanhållningsarmering.” (SS-EN 1992-1-1:2005(sv), s.167. För att lättare förstå hur dragbanden fungerar se figur 13 nedan.

Dragband längs kant skall dimensioneras för följande dragkraft:

$$F_{tie,per} = l_i \times q_1 \geq Q_2$$

$F_{tie,per}$ = kraft i dragband

l_i = spännvidd hos ändfack

”ANM. Värden på q_1 och Q_2 kan återfinnas i den nationella bilagan. Rekommenderade värden är $q_1 = 10\text{kN/m}$ och $Q_2 = 70\text{kN}$.” (SS-EN 1992-1-1:2005(sv), s167)

(3) I bärverk med inre kanter (t.ex. vid atrium och innergårdar) bär även dessa kanter på samma sätt vara försedda med fullt förankrad sammanhållningsarmering.” (SS-EN 1992-1-1:2005(sv), s. 167)

Inre dragband

På varje bjälklagsnivå skall det finnas inre dragband i två nära vinkelräta riktningar. De skall vara kontinuerliga över hela längden och vara förankrade i båda ändor i dragbandet vid fasaden, ifall de inte fortsätter som horisontell förankring i pelare eller vägg.

” (2) Inre dragband får helt eller delvis fördelas jämnt i plattorna eller koncentreras vid eller i balkar, väggar eller andra lämpliga lägen. I väggar bör de placeras högst 0,5m från bjälklagsplattans över- eller underkant.” (SS-EN 1992-1-1:2005(sv), s. 167)

Inre dragband skall dimensioneras för kraften $F_{tie,int}$ i båda riktningar. (i kN per breddmeter). Rekommenderat värde på $F_{tie,int}$ är 20 kN/m.

Bjälklag som inte har någon gjutning på bjälklaget där sammanhållningsarmeringen inte kan fördelas, kan den placeras på balk linjerna. Minsta kraft längs en inre balk:

$$F_{tie} = q_3 \times (l_1 + l_2) \div 2 \geq Q_4$$

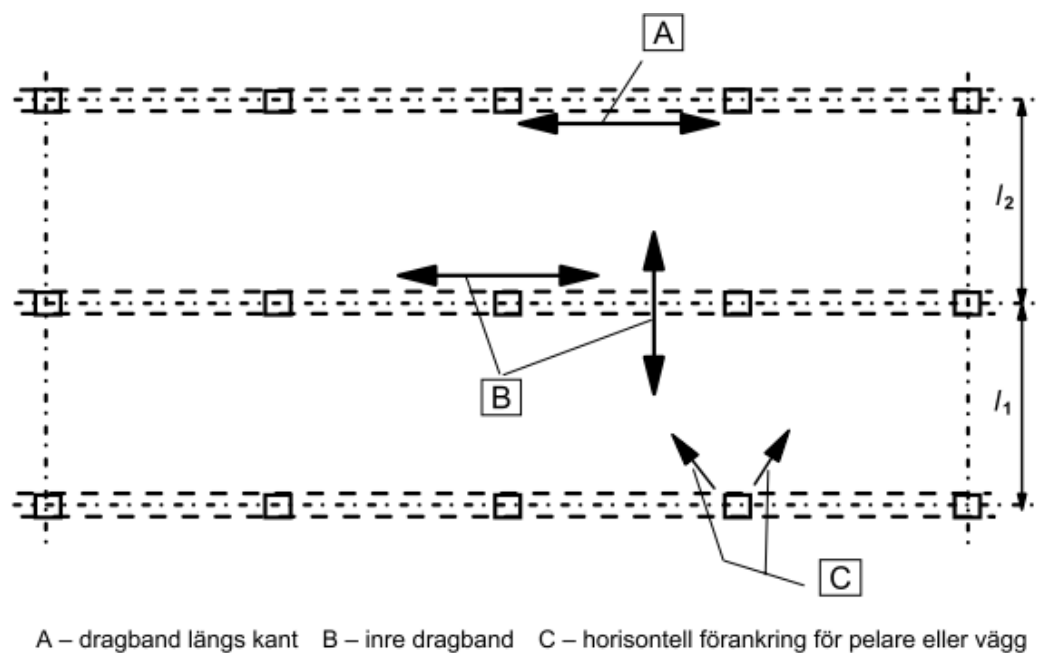
l_1, l_2 = bjälklagets spännvidder (m)

Rekommenderade värden på $q_3 = 20\text{ kN/m}$ och $Q_4 = 70\text{ kN}$

Kraftöverföringen skall säkerhetsställas, vilket betyder att de inre dragbanden skall kopplas samman med dragbanden längs kanten på ett tillförlitligt sätt.

”Horisontell sammanhållningsarmering för pelare och/eller väggar.

(2) Den horisontella förankringen bör dimensioneras för kraften $f_{tie,fac}$ per meter fasad. För pelare behöver kraften inte överstiga $F_{tie,cool}$ (SS-EN 1992-1-1:2005(sv), s. 168. Det rekommenderade värdet för $f_{tie,fac} = 20\text{kN/m}$ och för $F_{tie,cool} = 150\text{kN}$.



Figur 13. Förklaring av hur dragband fungerar. Källa: SS-EN 1992-1-1:2005

11 Jämförelse mellan Finlands och Sveriges bestämmelser i konsekvensklass CC2

I detta stycke jämförs Finlands och Sveriges normer och bestämmelser vad gäller fortskridande ras med varandra. Konsekvensklassen som jämförelsen görs i är CC2. Det finns en del orsaker till varför jämförelsen är gjord i konsekvensklass CC2.

Granskas bestämmelserna för klass CC1 i Finland säger miljöministeriet att ifall byggnaden är planerad och byggd enligt Eurokod standarden SFS-EN 1990...SFS-EN 1999 och den uppfyller alla dimensioneringskrav behövs det inte göras någon särskild granskning av obestämda olyckslaster. I Sverige får även en större procent av arean och själva arean i m² som kollapsar vara större i CC1 än i de andra konsekvensklasserna. I Finland säger miljöministeriet samma sak som i eurokoderna att 15% av våningsytan får kollapsa men högst 100m². Däremot har hallbyggnader ett lite annorlunda tillvägagångssätt. Vid en lokal skada, får bl.a. skadan endast ske i en våning, mera om detta i stycke 3.1 på sidan 6 i detta arbetet.

Konstruktioner som klassas till CC3 är ganska exceptionella konstruktioner, hurudana konstruktioner det är fråga om framkommer tidigare i arbetet se kap. 3.4 och 10.1. För konsekvensklass CC3 kan det behövas göra olika analyser. Exempel på olika analyser kan vara: riskanalyser, dynamiska analyser ex. (explosioner, vibrationer i bjälklag, vibrationer av stora maskiner i industrier), granskning av tillförlitligheten vid specialfall, icke lineariska modeller och användning av belastningens och konstruktionens samverkan. En annan skillnad från finska systemet med konsekvensklasser i jämförelse med svenska är att Finland har två stycken underklasser i konsekvensklass CC3, d.v.s. CC3a och CC3b medan Sverige använder sig enbart med en CC3 klass.

Både Finland och Sverige har två stycken undergrupper i konsekvensklass CC2. Finlands nationella bilaga (byggbestämmelsesamlingen) är mera informativ än Sveriges motsvarighet Boverkets EKS 10, i alla fall vad gäller detta arbete. Som ett exempel för att belysa vad som anses med mera informativ, så har Finlands nationella bilaga tagit upp mycket mera om dragbandskrafter. Finlands nationella bilaga har en del formler för olika belastningar som påverkar konstruktionen. Den tar bl.a. upp hur dragbandskraften räknas i inre och ringdragbanden då den permanenta lastens egenvärde $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ eller $g_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$.

Finlands nationella bilaga behandlar även väggars och pelares anslutning till mellanbjälklaget. Den följer samma kutym som beskrivs ovan, d.v.s. de vågräta dragbandskrafterna bestäms av den permanenta lasten g_k . Det framkommer även tydligt vad gränsvärdet är för pelar-vägg anslutningen ($F_{tie} = 150kN$). I EKS 10 finns det inte på samma sätt information som i finska byggbestämmelsesamlingen med tanke på dragbandskrafter och konsekvensklasser. Sverige har dock samma gränsvärde för pelare-vägg anslutning som Finland, eftersom gränsvärdet även hittas i eurokoderna; $F_{tie} = 150 kN$.

Sverige verkar inte ha gjort så mycket egna beslut vad gäller fortskridande ras i deras nationella bilaga. De använder sig mestadels av eurokoder vid dimensionering. En skillnad som finns gentemot Finland är faktor Ψ som Sverige har valt att ha lite annorlunda, de har vissa värden b.l.a. snölasten med olika faktorer än Finland. Faktorn hittas i stycke 10.1 i detta arbete samt i EKS10 s. 21.

Det finns också skillnader mellan eurokoden och finska byggbestämmelsesamlingen. Eurokoden har ett tillsynes mycket mera invecklat system med olika formler och hänvisningar till olika delar av den. Byggbestämmelsesamlingen är mera lätt förstådd med mindre faktorer som den hänvisar till, där kan ges som exempel pelar- vägganslutning till mellanbjälklagets uträkning (kap. 4.1). Den har även bra beskrivet med text och bild om hur man skall gå tillväga med olika anslutningar och beräkningar.

12 Förbättringsförslag för PCs®-konsolen

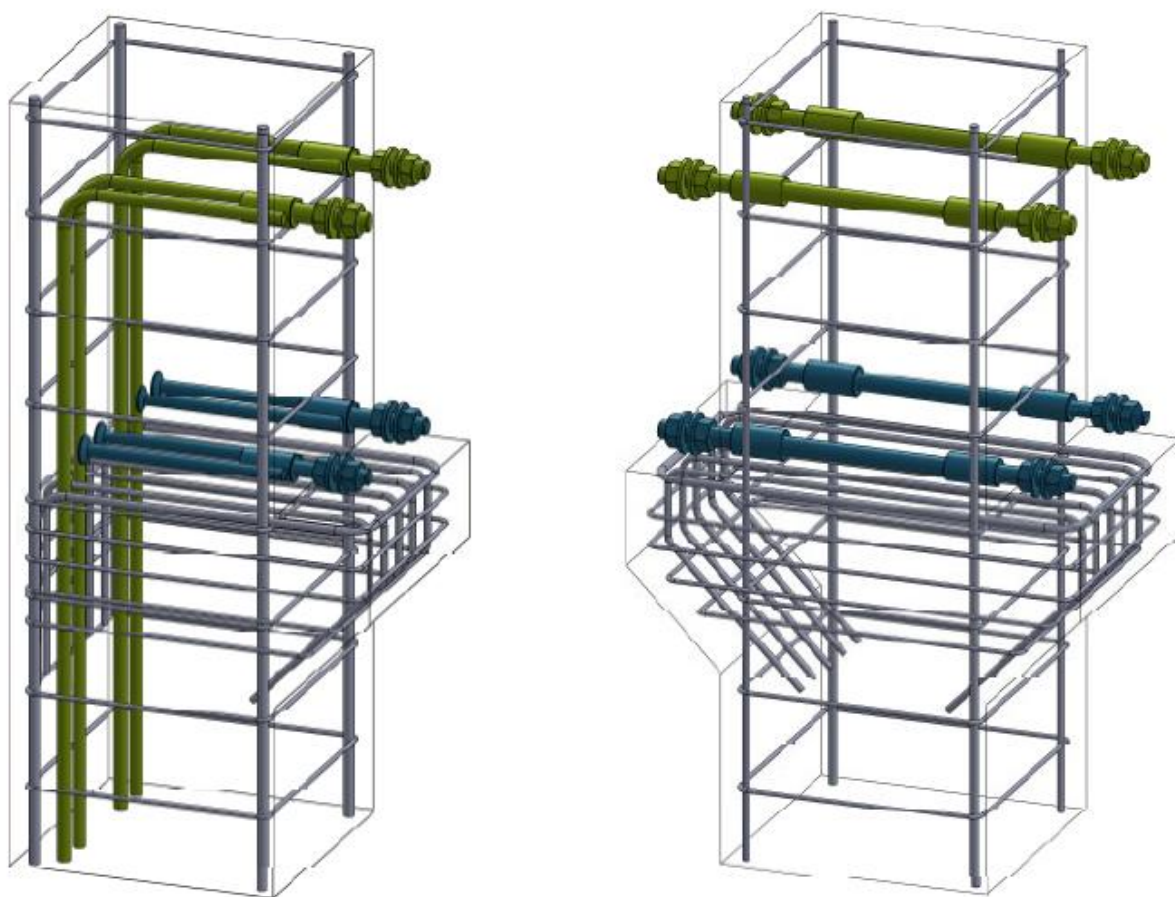
I detta kapitel ges det några förbättringsförslag på PCs® konsolen. Exempelen är hämtade från projekt där det tidigare har varit problem med att få PCs®-konsolen att hålla belastningen. I de flesta fall av lösningarna, tilläggs det något slags armeringsjärn eller liknande för att ta upp en del av belastningen och inte föra in den totala belastningen i PCs®-konsolen.

Ifall DELTABEAM® ända binds till stödet via ändplåten som blir på utsidan av livplåten måste man försäkra sig om att de yttre ändplåtarna håller för böjbelastningen som tillkommer. Vid olyckstillfällen är dock en liten böjning tillåten men den utskjutande delens böjning får inte leda till att dragbandskrafterna förflyttas till PCs®-konsolens bricka.

Ett exempel på hur problemet med att få konsolen att hålla belastningen är att tillsätta armeringsjärn ovanför själva konsolen, vid pelare -balk anslutningen. I detta fall monteras stålen fast i DELTABEAM® ändplåt. I detta exempel förflyttar PCs®-konsolen enbart vertikala belastningar, dragbandskrafterna tas upp av olika ståldelar som är svetsade på balken. Stålen fästs med muttrar bakom deltans ändplåt, muttrarna skruvas på en gängstång som sedan fortsätter inne i pelaren som ett vanligt armeringsjärn. Det är viktigt att ha en tillräcklig förankringslängd i pelaren, för att den skall kunna ta upp belastningarna som tillkommer. Mellan muttern och ändplåten monteras även en bricka. Det betyder att DELTABEAM® ändplåt skall ha färdiga hål, vilket skall meddelas åt tillverkaren. Det går mycket smidigare att göra hålen i fabriken än på byggarbetsplatsen. Stålen monteras på båda sidor om själva PCs®-konsolen. Stålen bockas neråt inne i pelaren. I figur 17 nedan är PCs®-konsolen av en PCs-5 UP® modell, d.v.s. konsolen är placerad i pelarens överkant och har därför stål delarna (armeringsdelarna) neråt bockade i pelaren. Dock fungerar en helt vanlig PCs®- konsol på samma sätt, med tanke på tilläggs stålens placering. Ett tillräckligt skyddsskikt i pelaren är viktigt att beakta då stålen bockas, för att kunna försäkra t.ex. tillräcklig brandsäkerhet. Tilläggsstålen i detta exempel hade en diameter på 16mm och stålqualiteten var av A500HW.

Det finns en del olika leverantörer som gör dessa stål delar som är gängade i ändan, bl.a. Peikkos COPRA. För att kunna bilda sig en uppfattning om vad dessa tilläggs stål är samt hur de ser ut, finns det i nästa stycke en kort förklaring om dessa produkter jag valt, (Peikko COPRA.

COPRA förankringsskarv är en produkt från Peikko. COPRA skarven är en armeringsskarv som är gängad i ändan. Förankringsskarven kan flytta drag- tryck och skjuvkrafter. COPRA passar till både bärande och icke bärande betongkonstruktioner. Förankringsskarvarna används vanligtvis i momentstyva anslutningar. Krafterna kan förflyttas mellan balkar och pelare eller mellan pelare och plint. COPRA görs som både enkelsidiga och dubbelsidiga vilket framkommer i figur 14 där de använts i en pelar-balk anslutning.



Figur 14. Användning av COPRA i pelar-balk anslutning. Källa: Peikko.fi

Det finns tre olika modeller på förankringsskarven, den som syns längst till vänster i figur 15 har raka förankringsstänger. Den mittersta förankringstången har en studs monterad i ändan. Den som är längst ut till höger är en dubbelsidig modell av COPRA.



Figur 15. COPRA förankringsstänger. Källa: Peikko.fi

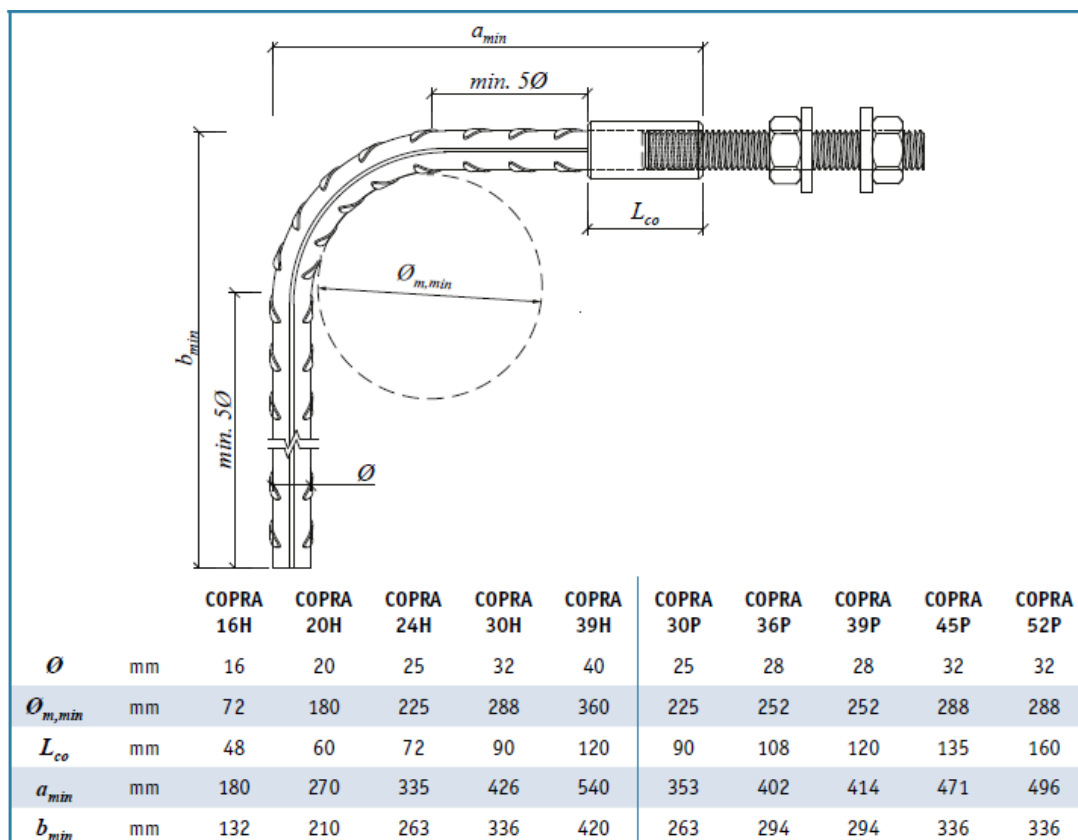
COPRA P som kan ses på figur 15 längst till vänster används för att flytta dragkrafter till betongkonstruktionens huvudarmering. COPRA P passar till konstruktioner med ett tillräckligt djup för att kunna montera skarvarna, dock kan de bockas för att rymmas in i smalare och lägre konstruktioner.

COPRA L är förankringsskarvar med studs. COPRA L är mitten bilden i figur 14. Den passar bäst i pelare eller andra låga konstruktioner.

COPRA D är längst ut till höger i figur 15 och kan även ses i figur 14 där även på höger sida. Förankringsskarven har en gängad hylsa i båda ändor. COPRA D passar bra till att föra dragkraften genom konstruktionen.

Förankringsskarvarna gjuts in i konstruktionen tillsammans med resterande armering. För att kunna använda dessa förankringsskarvar skall betongkvaliteten vara C25/30-C50/60. Vid behov kan förankringsskarvarna även bockas, i tabell 6 nedan kan alla minimimått granskas för ensidiga COPRA förankringsskarvar.

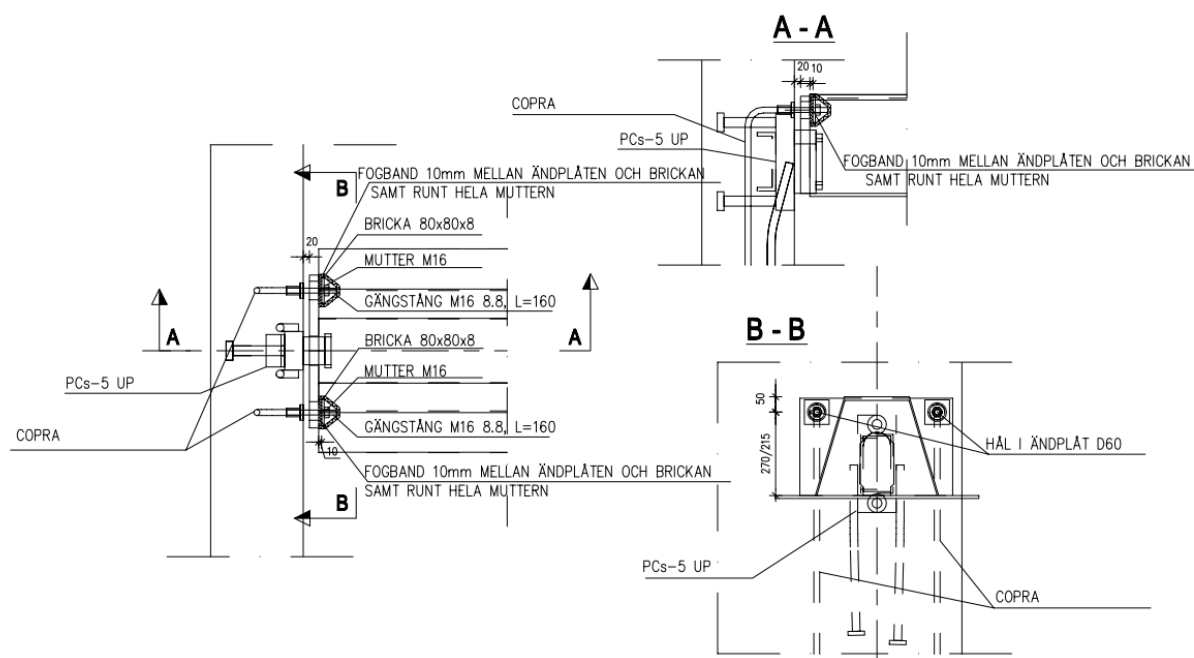
Tabell 6. Minimimått på bockade förankringsskarvar. Källa: Peikko.fi



Figur 16. Copra förankringsskarv. Källa: Peikko.fi

I pelare -balk anslutningen är det även möjligt att planera en rörelsefog. Betongen skall inte ha möjlighet att härda rakt emot muttern, då har rörelsefogen tappat sin huvudsakliga

uppgift. Istället installeras då t.ex. ett fogband runt muttern som sitter på ändplåten. Dessutom installeras även fogbandet mellan ändplåten och mutterns bricka. Exempel på hur fogbandet kan placeras framkommer i figur 17. Fogbandets enda uppgift är att förhindra att muttern omsluts av betong. Det omslutande skiktet kan exempelvis vara 10mm tjockt som i figur 17 nedan, beroende på hur rörelsefogen är planerad.

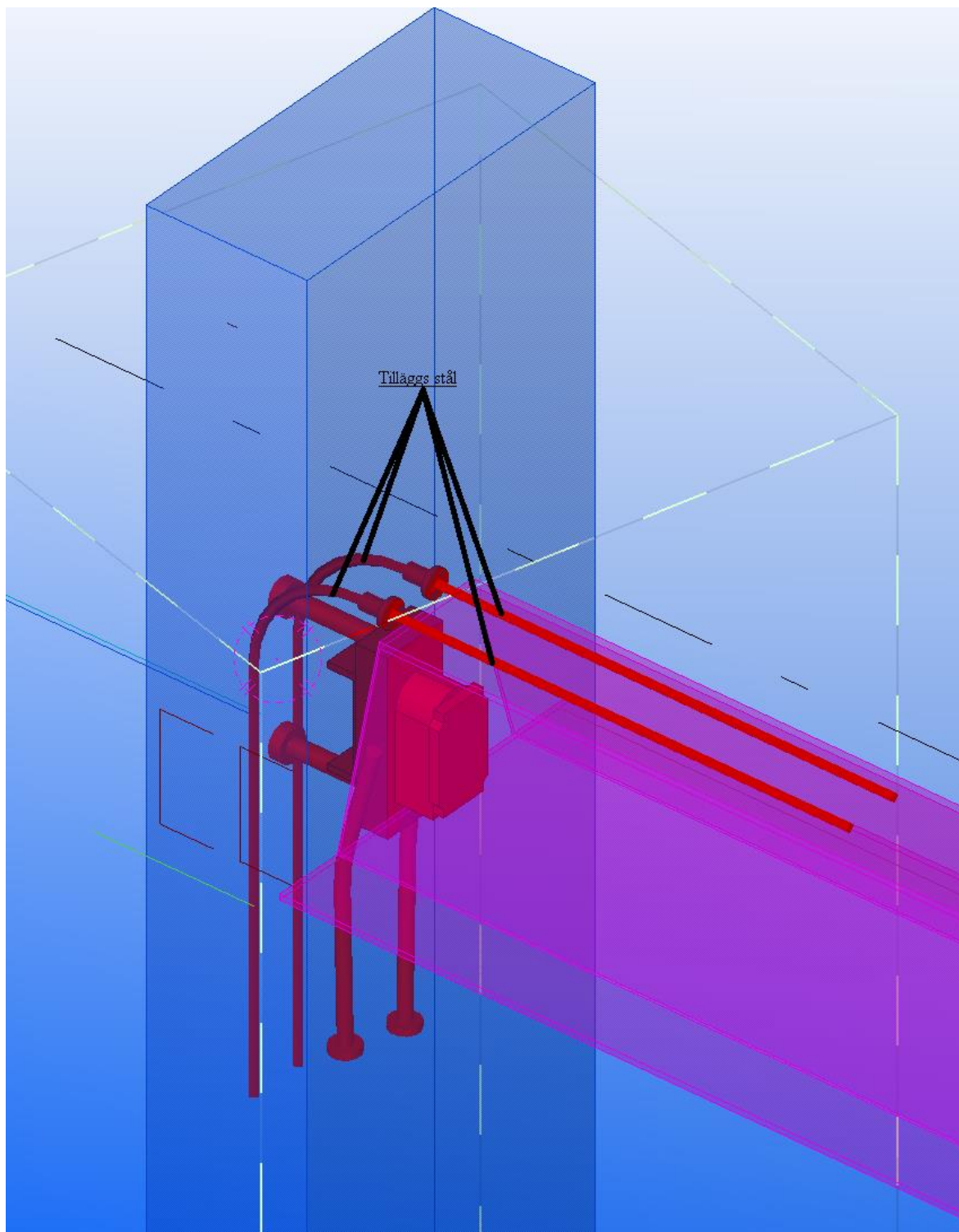


Figur 17. Förbättringsförslag för PCs®- konsolen.

Exemplet ovan hade tilläggsarmeringen borrade genom DELTABEAM® ändplåt, fastspända med muttrar. Nästa exempel följer liknande kutym som det föregående, d.v.s. konstruktören har valt att tillägga stål delar till PCs® konsolen. Konsolen är en UP®-modell och storleken 5.

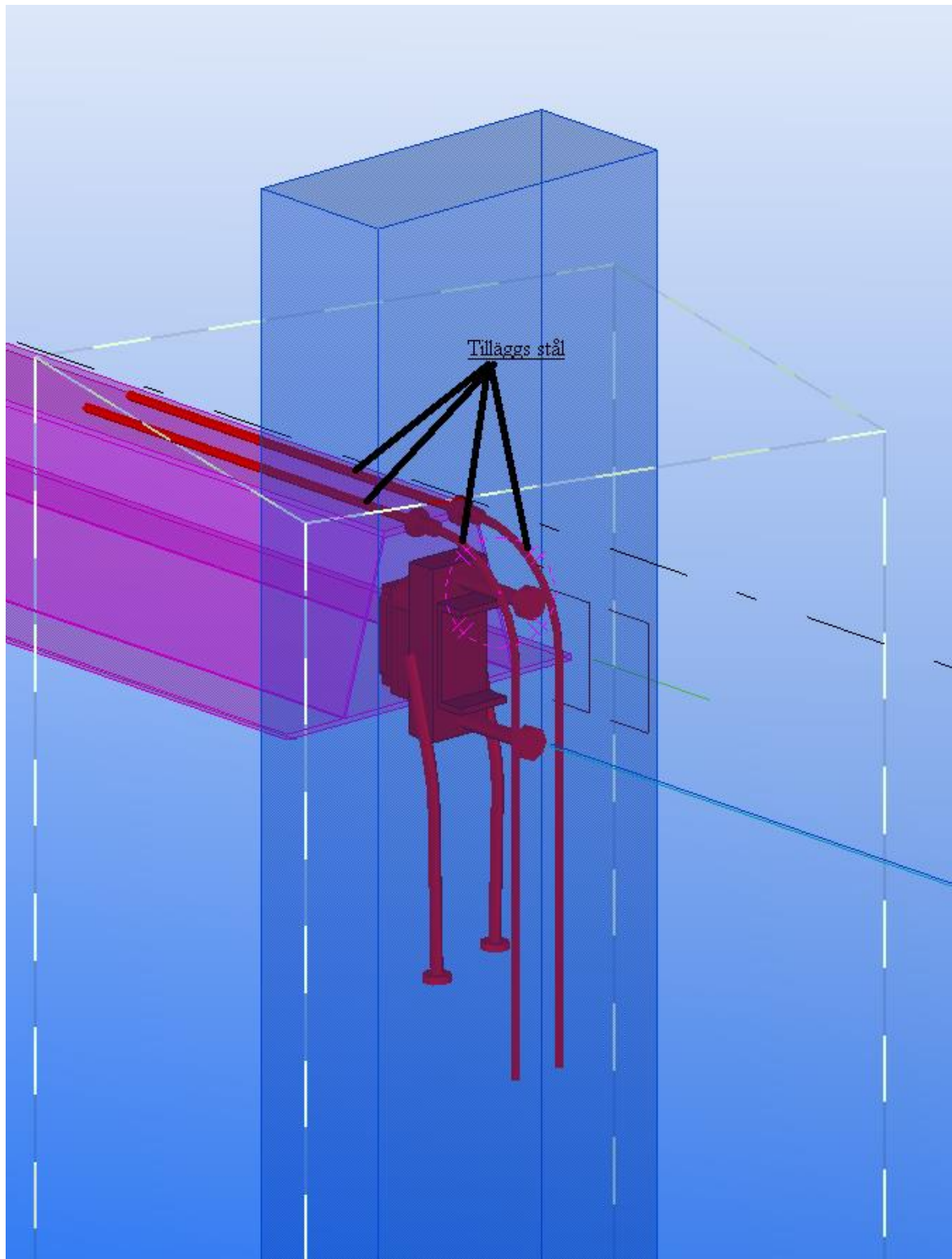
I detta fall placerades armeringen ovanför konsolen. Tilläggsstålen skruvades fast i den gängade delen som är ingjuten i pelaren. Tilläggsarmeringen som ligger på DELTABEAM® svetsades fast i den. Den gängade delen är ingjuten i pelaren vilket också armeringen som bockas neråt, som ses i figur 18. Stålen längd på DELTABEAM® är 850mm och

förankringen i pelaren 950mm. Tilläggsarmeringen i exemplet har en diameter på 16 mm. DELTABEAM® som fäster till konsolen är ca. 5 meter lång och är 320mm hög.



Figur 18. Skärmdump på PCs®- konsol med tilläggsarmeringen i pelaren samt fastsvetsat i DELTABEAM®.

Planeraren i projektet har dimensionerat konsolen så att den skall kunna uppta vertikala krafter. Armeringen som är fastsvetsade på DELTABEAM® är de som tar upp dragkrafterna från belastningen och för den vidare till pelaren.



Figur 19. Skärmdump på samma konsol sett bakifrån.

Som tidigare nämnt i texten är konsolen en PCs®-UP- modell, men samma princip kan även utföras på en vanlig PCs®-konsol. Dragbandskraften räknas utgående från Finlands byggbestämmelsesamling, i detta exempel är dragbandskraften beräknad till 101 kN.

Detta fås genom formeln: $T_i = s \times 20 \text{ kN/m}$, då permanenta lastens egenvärde är $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$ Konsekvensklassen är CC2a. Faktorn $s = 5,05m$

$$T_i = 5,05m \times 20 \text{ kN/m} = 101 \text{ kN}$$

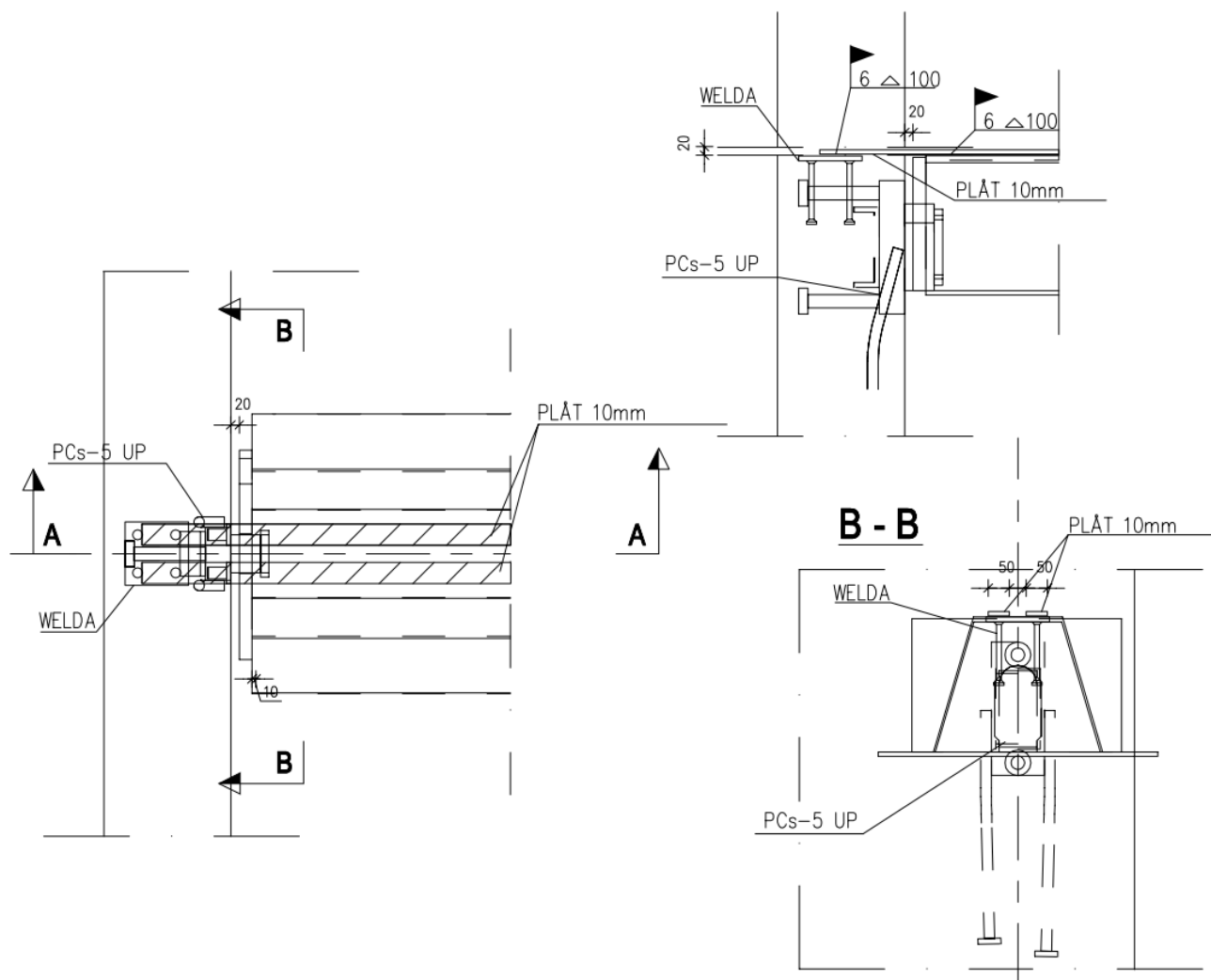
Lägsta värdet för dragbandskraften T är i detta fall 70 kN p.ga. att $g_k \geq 3,0 \text{ kN/m}^2$. Den maximala kraften är fortsättningsvis 150 kN. Det betyder att anslutningen håller för belastningen, med den tillagda armeringen på 2 st. $\emptyset 16 \text{ mm}$.

I figur 19 syns det tydligt hur simpelt det går att förbättra PCs®-konsolen, utan att behöva ändra på själva utformningen i fabriken av den, vilket skulle leda till extra produktionskostnader och ett högre pris på produkten.

Dessa två ovannämnda exempel på förbättringsförslag till PCs®-konsolen är de som jag kommit fram till är de lönsammaste och minst komplicerade lösningarna på hur PCs®-konsolen möjligtvis skulle kunna förbättras. Med tanke på tillverkningskostnader och extra arbete på fabriken för montering av diverse ståldelar. På byggarbetsplatsen går det dessutom smidigt att montera förankringsstålen, då det bara är att skruva fast de gängade armeringsdelarna i varandra. Hålen i ändplåten på DELTABEAM® är förborrade och förankringen fastgjuten i pelaren redan i fabriken, vilket även det bidrar till att monteringen sker snabbt. Till slut krävs det bara att svetsa fast förankringsstålet i DELTABEAM®, eller sedan skruva fast muttern i ändplåten på DELTABEAM®. Viktigt att tänka på vid fastspännande av muttern är att få den spänd med rätt moment, och att svetsfogarna blir av en tillräckligt bra kvalitet.

Ett tredje exempel på hur PCs®- konsolen kan tillämpas på ett bättre sätt, då den är placerad högt uppe på en pelare eller vägg (se figur 20). Då placeras en welda eller en liknande fästplåt av stål högst upp på pelaren. Weldan skall vara placerad på samma höjd som deltabalken, så att anslutningen fungerar på rätt sätt. Weldan fungerar som en fastsättningspunkt för de plåtar som skall uppta dragbelastningen och föra vidare den till pelaren. I detta fall har konstruktören valt att använda sig av en 10mm plåt som placeras i mellanrummet mellan två prefabricerade pelare. Mellanrummet på prefabricerade pelaren är ungefär 20 mm vilket

betyder att en 10 mm plåt bra ryms in där. Plåten svetsas till welda samt DELTABEAM® på byggarbetsplatsen. Efter att svetsningsarbetet är utfört kan mellanrummet vid pelarna fyllas med betong. Mellanrummet som finns vid pelaren ovanför varandra, uppstår då det används prefabricerade pelare. Prefabricerade kräver att det skall lämnas tolerans för monteringen, måttavvikelser etc.

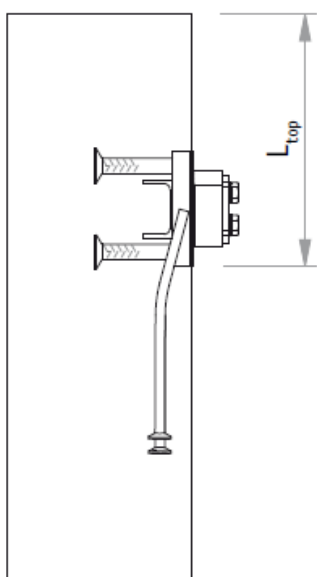


Figur 20. Förbättringsförslag för PCs®-konsolen med plåt.

Detta exempel kan vara mycket svårt att utföra i praktiken, för att en PCs®UP-konsol behöver redan i sig själv mycket armering i toppen av pelaren. Ifall ännu en Welda monteras i pelartoppen så skall skjuvkraften från Weldan kunna tas upp med olika tilläggsarmeringar i pelaren. Dock skulle PCs®UP-konsolens tilläggsarmering kunna tas till godo, speciellt då PCs® konsolens belastning inte är betydande i olyckssituationer. Problematiskt kan det ändå bli speciellt om pelarens tvärsnitt är litet.

Det föregående exemplet är ganska likt de två andra exemplen med ett undantag av användning av plåtar. Denna konstruktions lösning passar också enbart till sådana tillfällen där det finns flera prefabricerade pelare ovanför varandra. Dock är denna lösning ganska enkel att utföra både planeringen och utförandet på byggarbetsplatsen.

En PCs®-konsol kan inte placeras hur nära som helst pelarens överkant. Planeraren skall följa anvisningarna som finns i Peikkos PCs®-konsol manual, där också figur 21 och tabell 7 hittas. Dessa direktiv fungerar både för en vanlig PCs®-konsol och PCs UP®. Det kan vara problematiskt att få en passande DELTABEAM® för att kunna tillämpa detta exempel, p.g.a. måttet L_{top} skall uppfyllas.



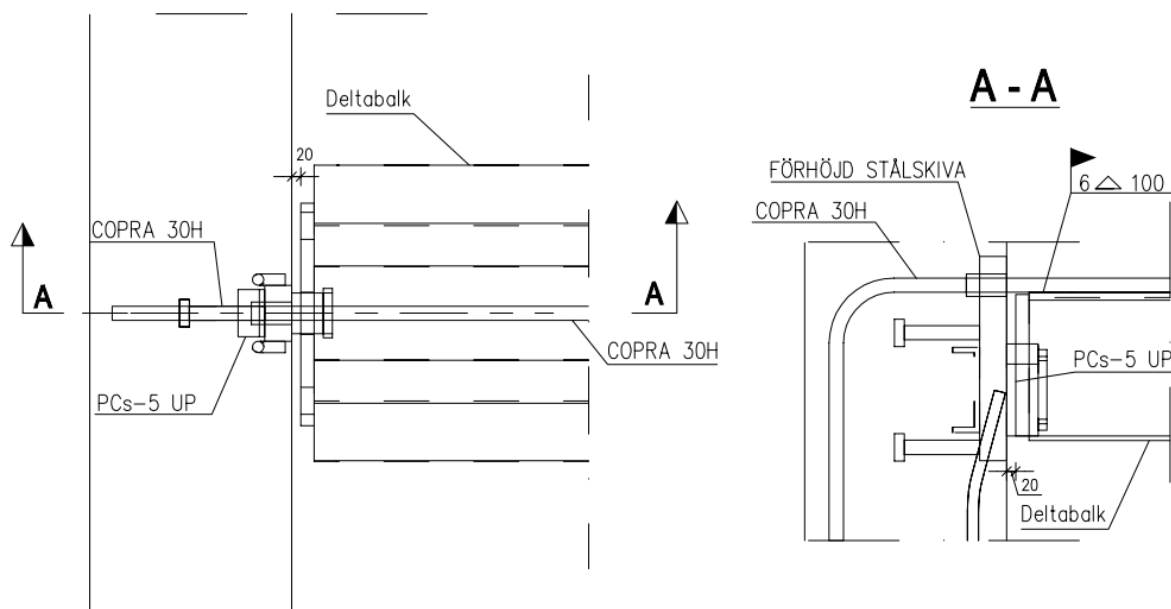
Figur.21 Avstånd från överkant pelare. Källa: Peikko.fi

Tabell 7. Mått på avstånd från pelarens överkant till PCs®-konsolen. Källa: Peikko.fi

	$L_{top, \text{tim}}$ [mm]		$L_{top, \text{min}}$ [mm]
PCs 2	650	PCs 2 UP	335
PCs 3	700	PCs 3 UP	335
PCs 5	800	PCs 5 UP	415
PCs 7	850	PCs 7 UP	450
PCs 10	1000	PCs 10 UP	480

I alla andra exempel har PCs®- konsolens uppbyggnad från fabriken inte ändrats. I de två följande exemplen kommer det ske ändringar i konsolen. I det ena exemplet kommer det också att ske en ändring i DELTABEAM®, dock inte någon så märkbart stor ändring.

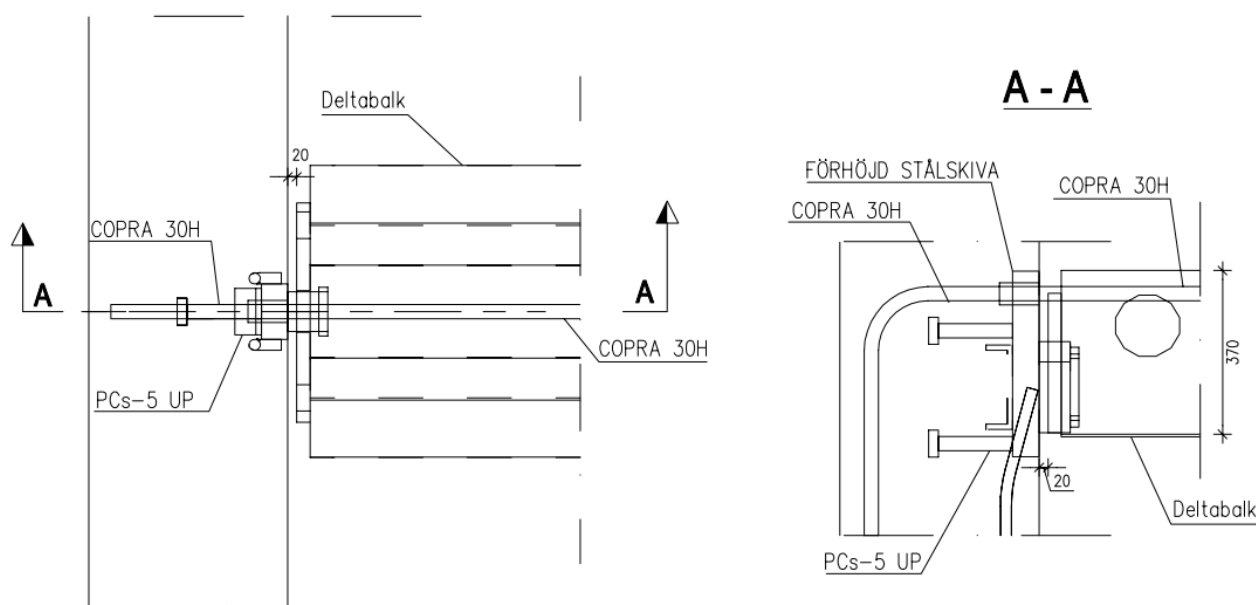
Det som syns i figur 22 är att jag har valt att använda COPRA 30H förankring, använt PCs 5-UP®- konsol och samma storleks DELTABEAM® till detta exempel. Exemplet är gjort med full belastning alltså $F_{tie} = 150 \text{ kN}$. För att kunna ta upp dragkrafterna valdes det att lägga in COPRA förankrings stål, närmare bestämt COPRA 30H. Den kan enligt Peikkos tekniska manual för produkten ta, drag och tryckkraft på 220 kN. Själva förändringen i konsolen blir i stålskivan som gjuts in i pelaren. Stålskivan förhöjs något och det borrar ett hål den för att kunna få COPRA förankrings stålen igenom den. Stålskivan som gjuts i pelaren ligger parallellt med den, där också en gängad hylsa finns monterad. Förankringsstålet i pelaren skruvas in i hylsan vilket också stålet på delta balken gör. Tilläggs stålet som ligger på delta balken svetsas till balken. I de andra exemplen jag har tagit upp skulle detta inte fungera eftersom tilläggsarmeringen inte skulle ligga direkt på DELTABEAM® för den skulle vara alltför hög.



Figur 22. Exempel på den modifierade PCs®- konsolen.

I det andra exemplet är konsolens uppbyggnad gjord på samma sätt som exemplet ovanför. Anslutningen är gjord med full belastning, alltså $F_{tie} = 150 \text{ kN}$. Stålblåten i PCs®-konsolen

är från fabriken tillverkad ca 100 mm högre än om man jämför med standardmått för en PCs UP®- konsol. DELTABEAM® i detta exempel är av modell D37-400, d.v.s. höjden på den är 370mm medan i de andra exemplen använt D32-400. I stålskivan borras det ett hål med en diameter som passar för COPRA 30H, förstås skall också toleranserna tas i beaktande. Samma storleks hål borras även i delta balkens ändplåt. COPRA skall i detta exempel även gå igenom ändplåten och in i deltabalken som ses i figur 23. På byggsplatsen går det smidigt att också installera COPRA som blir inne i balken, då det finns hål i livet på den. Denna lösning fungerar då balken är högre än PCs®-konsolen. Orsaken till detta är, att COPRA placeras mellan DELTABEAM® överkant och PCs®-konsolens överkant, se figur 23. I detta exempel kunde det användas istället för COPRA en gängstång som skulle fästas i DELTABEAM® ändplåt med mutteranslutning. Det skulle vara bra att använda en HPM 30 P bult vars ända är gängad (i COPRA är det alltid en holk vid bulten). I pelaren borde det dock alltid gjutas en COPRA.

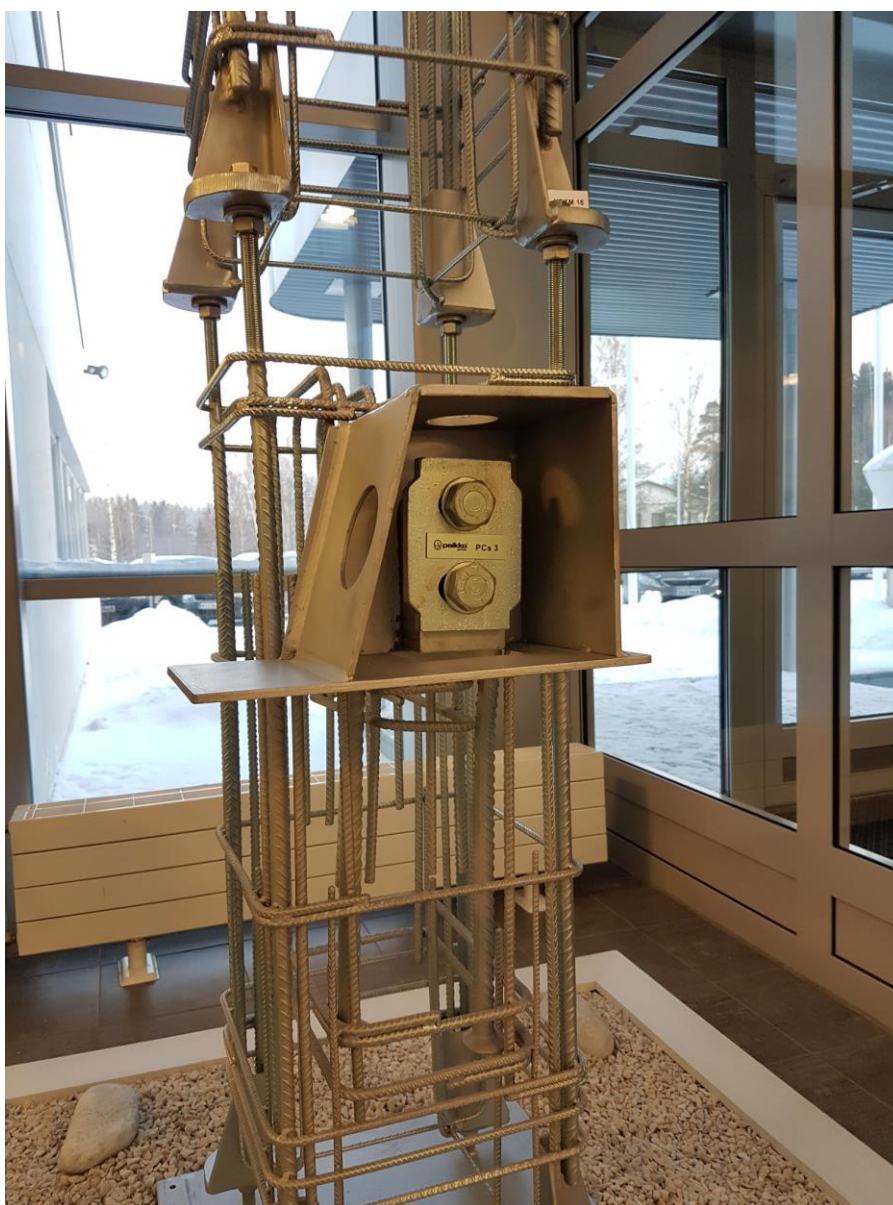


Figur 23. PCs®- konsol och COPRA anslutning.

I och med att PCs®-konsolen har många olika toleranser, b.l.a. i höjddled ± 12 mm, kan det vara svårt att få alla toleranser uppfyllda. Ifall PCs®-konsolen installeras 12mm högre upp från mittpunkten, kan ej tilläggsarmeringen skruvas på plats.

13 Besök i Peikkos fabrik

I mitten av januari gjorde jag ett besök till Peikkos huvudkontor som ligger i Lahtis. Jag fick bekanta mig med själva kontoret samt med hallarna där tillverkningen sker av Peikkos olika produkter. Fotografering inne i hallarna var förbjuden men inne i kontoret hade de en två-tre meters betongpelare som bara hade armeringen monterad alltså inte gjuten. Pelaren hade dessutom en PCs 3®- konsol, en DELTABEAM® och PEC -pelarskor installerade. I figur 24 syns delarna som är installerade i pelaren. Harri Onikki som är kontaktperson från Peikkos del i detta arbete visade oss runt på området.



Figur 24. Armerad pelare med b.l.a. PCs®- konsol och DELTABEAM®.

Efter lunch förflyttade vi oss mot hallarna där b.l.a. PCs®- konsolen tillverkas. Där fick jag se hurudan robot som svetsar PCs®-konsolen, samt hurudana maskiner som tillverkar vissa delar till PCs®-konsolen. De minsta PCs®-konsolerna svetsas för hand p.ga. att roboten inte kommer åt att svetsa vissa delar. En dubbelsidig PCs®-konsol svetsas till största del av en robot men ”stagen” mellan PCs®-konsolerna svetsas förhand. I lagret fanns det olika storlekar på konsoler från PCs 2® upp till PCs 15®. Det var en enorm storleksskillnad då man fick se dem i verkligheten med tanke på att t.ex. PCs 3®-konsol väger ca 21kg, tillskillnad från PCs 15®-konsol som väger lite på 124 kg.

Efter att vi bekantat oss med konsolerna förflyttade vi oss mot hallarna som tillverkar DELTABEAM®. Där var det igen väldigt lärorikt att få se hur stor skillnad det är på storlekarna på olika DELTABEAM®. Jag fick även se hur DELTABEAM® tillverkning sker. Först kapas plåtarna i rätta längder, sedan är det en människa som punktsvetsar plåtarna fast i varandra. Efter det tar en robot över svetsningsarbetet. Samtidigt med svetsningsarbetet finns det möjlighet att placera in extra armering inuti DELTABEAM®. Det kan vara fråga om armering för att öka brandbeständigheten eller extra armering helt enkelt för att försäkra DELTABEAM® funktion. Då jag var på besök hade de en ganska stor del av DELTABEAM® som var utrustade med extra armering inuti. Många av dem hade även värmeslingor/ kablar installerade inuti balken för att förhindra att betongen i balken skulle frysa för tidigt. Efter att alla delar som skall placeras inuti DELTABEAM® är gjort, kan DELTABEAM® ändplåt svetsas fast till själva balken. Det fanns även mittbalkar som hade formplåtar installerade, d.v.s. balkar som monteras i kanterna av bjälklaget och kan formas till önskat utseende. DELTABEAM® i figur 26 är en kantbalk eftersom den endast har fläns på ena sidan, till skillnad från mittbalken som har fläns på båda sidor. I figur 25 syns PCs®-konsolens förankring som sticker vinkelrätt ut från själva PCs®-konsolen. Jag fick även se platsen där balkarna målas, förrän vi så småningom började runda av för dagen.



Figur 25. PCs®- konsolens förankring sett bakifrån.



Figur 26. DELTABEAM® monterad med PCs®- konsol.

Besöket hos Peikko var mycket lärorikt. Det var mycket intressant att se hur stora PCs®-konsolerna och DELTABEAM® i verkligheten är, då jag enbart sett dom som komponenter i Tekla Structures. För själva examensarbetets del var det också ett viktigt besök, då vi gick igenom det och jag fick riktlinjer till hur jag skulle fortsätta det, tillsammans med Harri Onikki (Peikko), Jaakko Yrjölä (Peikko) och Torbjörn Brusas (Ramboll Finland). Det var även väldigt intressant att få se produktionen på PCs®-konsolerna och DELTABEAM® från början till färdig slutprodukt. Jag trodde att produktionen skulle vara mera automatiserad, men en del t.ex. svetsningsjobb görs ännu av människor.

14 Slutsats

Skador vid ett olyckstillfälle skall begränsas till ett visst område och inte bli omfattande så att ett fortskridande ras kan ske. Med fortskridande ras menar man en situation då en liten del av en byggnad börjar rasa, som sedan sprider sig över en stor del eller i värsta fall över hela byggnaden. Konstruktioners hållbarhet, stabilitet och seghet, alltså skadetåligheten i traditionellt byggande skall klara av ett olyckstillfälle. Förutsägbara och oförutsägbara är de två klasser som olyckssituationerna kan delas in i.

Då samverkanskonstruktionerna har blivit vanligare och är mera krävande än traditionella konstruktioner måste man fästa extra uppmärksamhet på materialens egenskaper och hur de fungerar tillsammans med varandra. Det betyder också att planeringen mot fortskridande ras skall göras extra omsorgsfullt. Den samverkanskonstruktion som jag tagit upp i detta arbete är delta balk, där också fokus ha lagts på pelar-balkanslutningen alltså i detta fall DELTABEAM® -PCs®-konsol. Vad gäller konsolen har jag gett tre exempel på hur eventuella förbättringsförslag på den kunde göras. Båda fallen har någon form av tilläggstål som placeras i anslutningen, där tilläggsdelarna tar upp dragkraften som uppstår och för den vidare till pelaren. Ena fallet svetsas tilläggsstålet till balken och i det andra fallet har den bultkoppling. Jag har även gjort ett exempel som förändrar PCs®-konsolens struktur. Förändringen är inte märkbart stor eller komplicerad, men förstås måste man se det hela från en ekonomisk synvinkel. Det betyder att Peikko måste ta ställning till om det är värt att göra en vidareutveckling av exemplet.

Jag har även gått igenom Finlands och Sveriges regler samt normer för pelar-balkanslutningen för att kunna kontrollera om exemplen med konsolen klarar sig i de granskade länderna. I Finland använder man sig huvudsakligen av byggbestämmelsesamlingen. Boverket i Sverige som är en motsvarighet till byggbestämmelsesamlingen har inte tagit upp så mycket om fortskridande ras eller pelar-balkanslutningen. De använder sig mestadels av Eurokoder vilket Ian Lund Rockliffe (Ramböll Sverige) håller med om.

15 Kritisk granskning

De olika förbättringsförslagen som jag har valt till detta arbete är bara några av väldigt många olika typlösningar. Egentligen är det bara fantasin som sätter stopp för utvecklande av nya produkter, förstås skall de klara av olika krav etc. Exemplen som jag har valt klarar belastningen som tillkommer, men det betyder inte att de är de enda lösningarna som fungerar, utan det finns säkert många andra som också lämpar sig för ändamålet. Att använda sig av tilläggsarmering är inte heller en lösning som bara är specifik för PCs®- konsolerna. Andra tillverkares liknande konsoler kan också tillämpas med extra ståldelar för att kunna förbättra konsolens funktion.

Sedan kan man fundera på de olika fastsättningarna av tilläggsarmeringen. Ena varianten använder sig av en bultkoppling och den andra svetsas på byggplatsen. Bultkopplingen i mitt tycke är kanske den säkrare metoden. Det går väldigt enkelt att skruva en mutter på ett gängat armeringsstål och spänna fast den. Det viktigaste och det svåraste med installationen är att få till det rätta momentet som muttern skall spännas fast med. Till detta arbetsskede behövs det heller inte så mycket utrustning, en momentnyckel räcker. Väljer man att svetsa fast stålen i balken ställer det lite högre krav på utföraren. Svetsfogen skall göras omsorgsfullt och kvaliteten på den skall bli bra. Vissa konstruktörer undviker svetsningsarbeten på byggarbetsplatsen, eftersom de inte blir lika bra kvalitet på fogen som inne i en varm hall med bra belysning. Dessutom behövs det en hel del utrustning som skall släpas omkring på bjälklaget.

Vad gäller fortskridande ras och dragband, tycker jag det finns bra med information i Finlands byggbestämmelsesamling och eurokoderna. Som tidigare konstaterat i arbetet undersökte jag också Sveriges normer och bestämmelser. I detta fall har Finland mycket klarare direktiv än Sverige.

16 Källförteckning

Betoniyhdistys.fi. Betoninormikortti 23EC (Liitosten mitoitus onnettomuuskuormille). [online]. http://www.betoniyhdistys.fi/media/normikortit/normikortti_23ec.pdf [hämtat 29.11.2017]

Elementtisuunnittelu.fi [online].
www.elementtisuunnittelu.fi/Download/21864/Deltapalkki.pdf [hämtat 3.1.2018]

Elementtisuunnittelu.fi [online].
<http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/liittorakenteet?term=liittorakenteet>
[hämtat 2.1.2018]

Eriksson, F., 2017. Samverkanskonstruktioner i stål och betong:prestanda,lönsamhet och utförande. Jämförelse mellan samverkanskonstruktioner och platsgjutna, Slakarmerade betongkonstruktioner. Uppsala: Institution för teknikvetenskaper, byggt teknik, Uppsala Universitet Examensarbete 2017. [online] <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1118884/FULLTEXT01.pdf> [hämtat 1.2.2018]

Peikko.fi [online].
http://media.peikko.com/file/dl/i/GiEOLw/7gKL6GO0fQNN7Quypms8pQ/PCs_konsoli_fi-12-2011.pdf [hämtat 30.12.2017]

Peikko.fi [online].
<http://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/vxE6JQ/b4RPYoQz7WC2UNQLgHqV7A/DeItapalkkiFI04-2016.pdf> [hämtat 2.12.2017]

Peikko.fi [online].
<http://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/NSz3Ow/QQcQUG5KvsFXUYKIUwHPGg/COPRAFIR02TMAWeb.pdf> [hämtat 7.2.2018]

Prefabsystem.se [online]. http://www.prefabsystem.se/wp-content/uploads/2012/11/Stabiliserande_vaggars_behov_av_vertikal_kopplingskapacitetRev20100201.pdf [hämtat 16.1.2018]

RIL 201-4-2017. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa.

Strömblad, L., 2015. Fortskridande ras. En beräkningshandbok om fortskridande ras med hänsyn till horisontal- och vertikal koppling, med tillämpning på olika typfall. Halmstad: Examensarbete inom Byggteknik, Högskolan i Halmstad. [online]. <https://hh.diva-portal.org/smash/get/diva2:1158669/FULLTEXT01.pdf> [hämtat 18.1.2018]

Turvallisuustutkinta.fi [online]. Onnettomuustutkintakeskus. http://www.turvallisuustutkinta.fi/material/attachments/otkes/tutkintaselostukset/XR3OvQZwt/Y2013-01_Laukaa.pdf [hämtat 9.1.2018]

Finlands författningssamling

Finlands byggbestämmelsesamling. Rakenteiden lujuus ja vakaus (2016). Rakenteiden kuormat. [online]. <http://www.ym.fi/download/noname/%7B55FAD698-91A7-4C01-8AD5-965B40B93993%7D/128782> [hämtat 5.1.2018]

Finlands byggbestämmelsesamling. Rakenteiden lujuus ja vakaus (2016). Betoni-teräsluottorakenteet. [online]. <http://www.ym.fi/download/noname/%7B9DAC7601-EE3E-4822-B0A8-69BB50E4B36D%7D/123779> [hämtat 10.1.2018]

Markanvändnings- och bygglag 5.2.1999/132 117a § [online] www.finlex.fi/sv [hämtat 8.12.2017]

Suomen standardisoimisliitto SFS. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. SFS-EN 1992-1-1+ A1+ AC. [online] [hämtat 6.1.2018]

Suomen Standardisoimisliitto SFS. Rakenteiden kuormat. Osa 1–7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. SFS-EN 1991-1-7+ A1+ AC. [online] [hämtat 6.1.2018]

Sveriges författningssamling

Boverkets författningssamling. BFS 2015:6. EKS 10 (27.10.2015). [online]. <https://www.boverket.se/globalassets/publikationer/dokument/2016/eks-10.pdf> [hämtat 11.1.2018]

Boverkets regelsamling för konstruktion. BFS 2003:6. [online].
<https://www.boverket.se/contentassets/b5102f925e73400b90c9b04d3c0761da/regelsamling-for-konstruktion-2003.pdf> [hämtat 5.1.2018]

Svensk Standard. SS-EN 1992-1-1:2005. Dimensionering av betongkonstruktioner. Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader. [online] [hämtat 19.1.2018]

Svensk Standard. SS-EN 1991-1-7:2006. Laster på bärverk. Del 1–7: Allmänna laster - Olyckslast. [online] [hämtat 19.1.2018]